

# ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ



ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΑΣ  
Αθήνα 2004

# Πρόλογος

---

Σε αντίθεση με την ύπαρξη πλούσιας βιβλιογραφίας κανονισμών και προδιαγραφών που αναφέρονται στην ανάλυση και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών, τα βοηθήματα που έχει στη διάθεση του ο μηχανικός αλλά και ο φοιτητής για θέματα προσεισμικών και μετασεισμικών επεμβάσεων είναι όντως περιορισμένα.

Η ωριμότητα της επιστημονικής γνώσης και το πολύπλοκο των θεμάτων που σχετίζονται με τις επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές, καθιστούν ιδιαίτερα δυσχερή την ανάπτυξη ενός κανονιστικού πλαισίου. Αυτή η επιτακτική ανάγκη σε μια χώρα με έντονη σεισμική δραστηριότητα όπως η Ελλάδα, επιχειρείται με την ανάπτυξη του ΚΑΝΕΠΕ, η θεσμοθέτηση του οποίου θα εξασφαλίσει μια αρτιότερη αντιμετώπιση του προβλήματος.

Με δεδομένο το κενό που υπάρχει στη βιβλιογραφία, το βιβλίο αυτό επιχειρεί να δώσει χρήσιμες πληροφορίες σε θέματα επεμβάσεων που θα βοηθήσουν τον μηχανικό που ασχολείται με την επισκευή-ενίσχυση των κατασκευών. Φιλοδοξεί επίσης να προσφέρει χρήσιμες γνώσεις στο φοιτητή με στόχο την εμπέδωση εννοιών μέσα από παραδείγματα και αριθμητικές εφαρμογές.

Το βιβλίο αποτελείται από εννέα κεφάλαια. Το κεφάλαιο 1 αναφέρεται σε βασικές έννοιες για την επιλογή της κατάλληλης στρατηγικής και του συστήματος επεμβάσεων με σκοπό τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης υφιστάμενων κατασκευών.

Στο κεφάλαιο 2 περιγράφονται οι πιο συνήθεις μέθοδοι και όργανα διάγνωσης της συνολικής κατάστασης μιας υφιστάμενης κατασκευής, των επιμέρους δομικών στοιχείων της, καθώς και των υλικών του φέροντος οργανισμού της.

Βασικές έννοιες που σχετίζονται με την εφαρμογή ανελαστικής στατικής ανάλυσης παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 3. Σύγχρονοι κανονισμοί προτείνουν χρήση αυτών των μεθόδων οι οποίες βοηθούν στη κατανόηση της συμπεριφοράς των κατασκευών, όταν υπόκεινται σε ισχυρές σεισμικές δράσεις.

Οι “παραδοσιακές” μέθοδοι επεμβάσεων σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι το αντικείμενο του τέταρτου κεφαλαίου. Δόθηκε έμφαση σε επεμβάσεις με μεταλλικά στοιχεία, με δεδομένη την ύπαρξη βιβλιογραφίας και εμπειρίας για τις περισσότερες από τις υπόλοιπες μεθόδους που παρουσιάζονται σ’ αυτό το κεφάλαιο.

Θέματα που αφορούν στη χρήση και στον υπολογισμό βλήτρων και αγκυρίων εμπλουτισμένα με αντιπροσωπευτικά παραδείγματα αποτελούν το αντικείμενο του πέμπτου κεφαλαίου.

Επεμβάσεις με τη σχετικά νέα για τη χώρα μας τεχνολογία των ινοπλισμένων πολυμερών αναπτύσσονται στο κεφάλαιο 6. Παρουσιάζονται αριθμητικά παραδείγματα για την εμπέδωση των βασικών εννοιών σχεδιασμού.

Βασικά ερωτήματα σχετικά με το πεδίο εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης, τα κυριότερα συστήματα σεισμικής μόνωσης καθώς και βασικές έννοιες σχεδιασμού κατασκευών με σεισμική μόνωση, παρουσιάζονται και διανθίζονται μέσω παραδειγμάτων στο κεφάλαιο 7.

Είδη βλαβών, διαδικασίες αξιολόγησης και μέθοδοι επεμβάσεων σε γέφυρες αποτελούν το αντικείμενο του ογδόου κεφαλαίου. Επισημαίνεται η ανάγκη θεσμοθέτησης περιοδικού ελέγχου των έργων υποδομής και ιδιαίτερα των γεφυρών, σχολικών κτιρίων, νοσοκομείων, όπως συμβαίνει σε άλλες χώρες με προηγμένο τεχνολογικό επίπεδο και έντονη σεισμική δραστηριότητα.

Στο κεφάλαιο 9 παρουσιάζεται η διαδικασία αποτίμησης και ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού ενός πολυορόφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ευχαριστώ θερμά τους συναδέλφους κ.κ. *I. Ερμόπουλο* και *I. Ραντογιάννη* για την επιστημονική συνεργασία τους, τους κ.κ. *A. Βλάσση*, *Θ. Δραγκιώτη*, *A. Κανελλόπουλο*, *X. Κατσικάκη*, *I. Λογιάδη*, και *Θ. Πανουτσόπουλο* για την εποικοδομητική συμβολή τους, καθώς και τους κ.κ. *Σ. Καλούδη* και *Σ. Κρανιώτη* για την επιμέλεια του κειμένου.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τη Διοικούσα Επιτροπή του Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας που ανέλαβε την έκδοση αυτού του βιβλίου.

Κ. ΣΠΥΡΑΚΟΣ  
Καθηγητής ΕΜΠ

*Αφιέρωση:*

*Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας*

*Σύλλογο Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδας*

*Σύλλογο Πολιτικών Μηχανικών Θεσσαλονίκης*

# ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

## ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΩΝ

	ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	1
1.1	Εισαγωγή – ορισμός βασικών εννοιών.....	1
1.2	Στρατηγικές επεμβάσεων.....	2
1.2.1	Συστήματα Επεμβάσεων .....	3
1.2.1.1	Βελτίωση του Φορέα με Τοπικές Επεμβάσεις .....	5
1.2.1.2	Αύξηση της Αντοχής και της Δυσκαμψίας του Φορέα ....	5
1.2.1.3	Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης.....	6
1.2.1.4	Μείωση της Σεισμικής Απαίτησης.....	7
1.2.2	Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων.....	10
1.2.3	Σχεδιαστικοί Περιορισμοί .....	11
1.2.4	Διαχειριστικές Στρατηγικές Επεμβάσεων .....	11

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΙΑΓΝΩΣΗΣ ΒΛΑΒΩΝ ΦΕΡΟΝΤΟΣ

	ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ.....	13
2.1	Χρησιμότητα ελέγχων διάγνωσης βλαβών .....	13
2.2	Τυπικοί βαθμοί βλάβης δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα .....	14
2.3	Διαδικασία διάγνωσης βλαβών.....	18
2.4	Μέθοδοι και όργανα διάγνωσης βλαβών .....	19
2.4.1	Μη Καταστροφικοί Έλεγχοι .....	20
2.4.2	Ημικαταστροφικοί Έλεγχοι.....	25
2.4.3	Επιτόπου Χημικοί Έλεγχοι .....	29
2.5	Έλεγχοι καθολικής φόρτισης.....	30
2.6	Απαιτούμενα στοιχεία για την αξιολόγηση της κατασκευής .....	30

<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....</b>	<b>33</b>
<b>3.1 Εισαγωγή: Μέθοδοι ανάλυσης υφιστάμενων κατασκευών .....</b>	<b>33</b>
3.1.1 <i>Ορισμός Βασικών Εννοιών .....</i>	<i>33</i>
3.1.2 <i>Μέθοδοι Ανάλυσης .....</i>	<i>35</i>
<b>3.2 Βασικές Έννοιες της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....</b>	<b>36</b>
<b>3.3 Μέθοδοι ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....</b>	<b>38</b>
3.3.1 <i>Μέθοδοι Προσδιορισμού Ικανότητας .....</i>	<i>38</i>
3.3.1.1 <i>Φορτία για τον Προσδιορισμό της Ικανότητας .....</i>	<i>39</i>
3.3.1.2 <i>Υπολογιστικά Βήματα .....</i>	<i>41</i>
3.3.1.3 <i>Πολλαπλές Καμπύλες Ικανότητας.....</i>	<i>43</i>
3.3.2 <i>Μέθοδοι Προσδιορισμού Απαίτησης.....</i>	<i>44</i>
3.3.2.1 <i>Μέθοδος του Φάσματος Ικανότητας.....</i>	<i>45</i>
3.3.2.2 <i>Μέθοδος του Συντελεστή Μετακίνησης .....</i>	<i>47</i>
3.3.2.3 <i>Μέθοδος των Ίσων Μετακινήσεων .....</i>	<i>47</i>
<b>3.4 Μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης.....</b>	<b>49</b>
3.4.1 <i>Διγραμμική Απεικόνιση της Καμπύλης Ικανότητας .....</i>	<i>49</i>
3.4.2 <i>Προσδιορισμός της Ισοδύναμης Θεμελιώδους</i> <i>    Ιδιοπεριόδου .....</i>	<i>51</i>
3.4.3 <i>Προσδιορισμός της Στοχευόμενης Μετακίνησης.....</i>	<i>51</i>
<b>3.5 Παράδειγμα υπολογισμού .....</b>	<b>55</b>
3.5.1 <i>Δυναμικά Χαρακτηριστικά της Κατασκευής.....</i>	<i>56</i>
3.5.2 <i>Καμπύλη Ικανότητας .....</i>	<i>58</i>
3.5.3 <i>Απαίτηση σε Μετακίνηση .....</i>	<i>59</i>
<b>3.6 Διαδικασία ελέγχου συμπεριφοράς .....</b>	<b>61</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ</b> <b>    ΜΕ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ .....</b>	<b>64</b>
<b>4.1 Εισαγωγή: Χρήση παραδοσιακών μεθόδων.....</b>	<b>64</b>
<b>4.2 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων .....</b>	<b>65</b>
4.2.1 <i>Συντελεστές Μονολιθικότητας Δυσκαμψίας.....</i>	<i>66</i>
4.2.2 <i>Συντελεστές Μονολιθικότητας Αντοχής.....</i>	<i>67</i>

<b>4.3</b>	<b>Επισκευή και ενίσχυση δοκών .....</b>	<b>67</b>
4.3.1	<i>Επισκευή Δοκών .....</i>	68
4.3.2	<i>Ενίσχυση Δοκών .....</i>	70
	4.3.2.1 <i>Ενίσχυση σε Κάμψη με Πρόσθετες Στρώσεις</i>	
	<i>Σκυροδέματος.....</i>	71
	4.3.2.2 <i>Ενίσχυση με Προσθήκη Νέων Μεταλλικών Μελών ....</i>	72
	4.3.2.3 <i>Ενίσχυση με Μείωση του Ανοίγματος της Δοκού....</i>	75
	4.3.2.4 <i>Ενίσχυση με Προσθήκη Κοχλιωμένου Εφελκόμενου</i>	
	<i>Οπλισμού.....</i>	76
	4.3.2.5 <i>Ενίσχυση με Προσθήκη Επικολλητών</i>	
	<i>Χαλύβδινων Ελασμάτων.....</i>	77
	4.3.2.6 <i>Ενίσχυση Δοκών σε Διάτμηση .....</i>	80
	4.3.2.7 <i>Ενίσχυση Δοκών με Μανδύες Οπλισμένου</i>	
	<i>Σκυροδέματος.....</i>	81
<b>4.4</b>	<b>Επισκευή και ενίσχυση υποστλωμάτων.....</b>	<b>82</b>
4.4.1	<i>Επισκευή Υποστλωμάτων .....</i>	82
4.4.2	<i>Ενίσχυση Υποστλωμάτων.....</i>	85
	4.4.2.1 <i>Ενίσχυση Υποστλωμάτων με Αύξηση της Διατομής... </i>	85
	4.4.2.2 <i>Ενίσχυση Υποστλωμάτων με Περίσφιγξη .....</i>	90
	4.4.2.3 <i>Προσθήκη Νέων Υποστλωμάτων .....</i>	92
<b>4.5</b>	<b>Επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων .....</b>	<b>94</b>
4.5.1	<i>Επισκευή Τοιχωμάτων .....</i>	94
4.5.2	<i>Ενίσχυση Τοιχωμάτων .....</i>	95
	4.5.2.1 <i>Ενίσχυση Τοιχωμάτων με Αύξηση της Διατομής τους... </i>	95
	4.5.2.2 <i>Ενίσχυση Τοιχωμάτων με Περίσφιγξη.....</i>	98
<b>4.6</b>	<b>Ενίσχυση πλαισιακού φορέα με δικτυωτούς συνδέσμους.....</b>	<b>98</b>
4.6.1	<i>Κατηγορίες Δικτυωτών Συνδέσμων.....</i>	99
4.6.2	<i>Συνήθειες Αστοχίες Δικτυωτών Συνδέσμων .....</i>	103

4.6.3	<i>Γενικές Κατασκευαστικές Διατάξεις Δικτυωτών Συνδέσμων</i> .....	104
4.6.4	<i>Σχεδιασμός Δικτυωτών Συνδέσμων Χωρίς Εκκεντρότητα</i> .....	105
4.6.5	<i>Σχεδιασμός Δικτυωτών Συνδέσμων Με Εκκεντρότητα</i> .....	108
4.6.6	<i>Παράδειγμα Σχεδιασμού Δικτυωτών Συνδέσμων</i> .....	110
<b>4.7</b>	<b>Παράδειγμα επισκευής – ενίσχυσης πλαισιακού φορέα</b> .....	<b>112</b>
4.7.1	<i>Ενίσχυση Στύλου με Μανδύα Οπλισμένου Σκυροδέματος</i> .....	112
4.7.1.1	<i>Υπολογισμός Σεισμικών Φορτίων</i> .....	113
4.7.1.2	<i>Στατική Επίλυση</i> .....	114
4.7.1.3	<i>Γεωμετρικοί Περιορισμοί</i> .....	117
4.7.1.4	<i>Έλεγχος Έναντι Λυγισμού</i> .....	117
4.7.1.5	<i>Υπολογισμός Διαμήκων Οπλισμών (Κύριου Οπλισμού)</i> .....	118
4.7.1.6	<i>Υπολογισμός Εγκάρσιων Οπλισμών (Συνδετήρες)</i> .....	121
4.7.1.7	<i>Υπολογισμός Βλήτρων Διεπιφάνειας</i> .....	126
	<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΒΛΗΤΡΑ, ΑΓΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΑΝΑΡΤΗΡΕΣ</b> .....	<b>133</b>
<b>5.1</b>	<b>Εισαγωγή: Μεταφορά δυνάμεων μέσω βλήτρων, αγκυρίων και αναρτήρων</b> .....	<b>133</b>
<b>5.2</b>	<b>Τύποι και χρήση αγκυρίων και βλήτρων</b> .....	<b>134</b>
<b>5.3</b>	<b>Σχεδιασμός αγκυρίων και βλήτρων</b> .....	<b>138</b>
5.3.1	<i>Δράση Βλήτρου</i> .....	138
5.3.2	<i>Παράδειγμα Υπολογισμού Τέμνουσας Σχεδιασμού Βλήτρου</i> .....	143
5.3.3	<i>Δράση Αγκυρίου</i> .....	144
5.3.3.1	<i>Μηχανικά Αγκύρια</i> .....	144



5.3.3.2	<i>Αλληλεπίδραση Εφελκυσμού και Διάτμησης σε Μηχανικά Αγκύρια</i> .....	149
5.3.3.3	<i>Χημικώς Πακτωμένα Αγκύρια</i> .....	150
5.3.3.4	<i>Αλληλεπίδραση Εφελκυσμού και Διάτμησης σε Χημικώς Πακτωμένα Αγκύρια</i> .....	152
5.3.4	<i>Παράδειγμα Υπολογισμού Εφελκυστικής και Διατμητικής Αντοχής Αγκυρίου</i> .....	152
5.4	<b>Κατασκευαστικές διατάξεις για οπλισμό διεπιφάνειας</b> .....	158
5.5	<b>Σχεδιασμός αναρτήρων</b> .....	159

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ

	<b>ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ</b> .....	161
6.1	<b>Εισαγωγή: Εφαρμογές και γενικά χαρακτηριστικά</b> .....	161
6.2	<b>Κατηγορίες σύνθετων υλικών</b> .....	164
6.3	<b>Ιδιότητες σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή</b> .....	166
6.3.1	<i>Υλικά Ινών</i> .....	167
6.3.2	<i>Μήτρες Σύνθετων Υλικών</i> .....	169
6.3.3	<i>Ιδιότητες Σύνθετου Υλικού</i> .....	171
6.4	<b>Μικρομηχανική των σύνθετων υλικών</b> .....	172
6.5	<b>Συμπεριφορά σύνθετων υλικών ινοπλισμένων πολυμερών</b> .....	174
6.5.1	<i>Ιστορική Αναδρομή</i> .....	174
6.5.2	<i>Περιβαλλοντικές Συνθήκες</i> .....	175
6.5.3	<i>Επίδραση της Θερμοκρασίας του Περιβάλλοντος</i> .....	176
6.5.4	<i>Συμπεριφορά στο Νερό</i> .....	177
6.5.5	<i>Υπεριώδης Ακτινοβολία</i> .....	178
6.5.6	<i>Γαλβανική Διάβρωση</i> .....	179
6.5.7	<i>Ερπυσμός</i> .....	179
6.5.8	<i>Θραύση και Διάβρωση λόγω Έντασης</i> .....	180
6.5.9	<i>Κόπωση</i> .....	180
6.5.10	<i>Κρούση</i> .....	181
6.6	<b>Διαδικασία εφαρμογής σύνθετων υλικών</b> .....	181

6.6.1	<i>Σύμφυση και Επαφή Διεπιφανειών.....</i>	181
6.6.2	<i>Προετοιμασία Επιφάνειας Σκυροδέματος .....</i>	182
6.6.3	<i>Στάδια Εφαρμογής Σύνθετων Υλικών.....</i>	184
<b>6.7</b>	<b>Αρχές σχεδιασμού συστημάτων επισκευής και ενίσχυσης με σύνθετα υλικά .....</b>	<b>184</b>
6.7.1	<i>Επιβολή Εξωτερικής Περίσφιγξης με Μανδύα Σύνθετων Υλικών .....</i>	<i>185</i>
6.7.1.1	<i>Αύξηση Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος.....</i>	<i>186</i>
6.7.1.2	<i>Αύξηση Πλαστιμότητας .....</i>	<i>187</i>
6.7.2	<i>Αύξηση Αντοχής σε Τέμνουσα.....</i>	<i>190</i>
6.7.3	<i>Παράδειγμα Ενίσχυσης Υποστρώματος με Μανδύα Σύνθετων Υλικών.....</i>	<i>194</i>
6.7.4	<i>Αύξηση Αντοχής σε Κάμψη.....</i>	<i>201</i>
6.7.5	<i>Παράδειγμα Ενίσχυσης Πλάκας με Μανδύα Σύνθετων Υλικών .....</i>	<i>203</i>
6.7.6	<i>Παράδειγμα Ενίσχυσης Δοκού με Ελάσματα Σύνθετων Υλικών .....</i>	<i>206</i>
	<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....</b>	<b>210</b>
<b>7.1</b>	<b>Εισαγωγή: Η έννοια της σεισμικής μόνωσης.....</b>	<b>210</b>
<b>7.2</b>	<b>Πεδίο εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης .....</b>	<b>211</b>
<b>7.3</b>	<b>Είδη συστημάτων σεισμικής μόνωσης .....</b>	<b>212</b>
7.3.1	<i>Συστήματα Μείωσης της Δυσκαμψίας .....</i>	<i>212</i>
7.3.2	<i>Συστήματα Αύξησης της Απόσβεσης.....</i>	<i>215</i>
7.3.3	<i>Συστήματα Ταυτόχρονης Μείωσης της Δυσκαμψίας και Αύξησης της Απόσβεσης .....</i>	<i>217</i>
<b>7.4</b>	<b>Εφαρμογές συστημάτων σεισμικής μόνωσης.....</b>	<b>219</b>
<b>7.5</b>	<b>Παραδείγματα ανάλυσης με σύστημα σεισμικής μόνωσης.....</b>	<b>223</b>
7.5.1	<i>Ανάλυση Μονόροφου Πλαισιακού Φορέα.....</i>	<i>223</i>
7.5.2	<i>Ανάλυση Σεισμικά Μονωμένης Γέφυρας.....</i>	<i>227</i>

<b>7.6</b>	<b>Σύγχρονοι κανονισμοί για τη σεισμική μόνωση κατασκευών.....</b>	<b>235</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ .....</b>		
<b>8.1</b>	<b>Εισαγωγή - Συνηθέστερα είδη βλαβών σε γέφυρες .....</b>	<b>238</b>
<b>8.2</b>	<b>Διαδικασία σεισμικής αξιολόγησης και φιλοσοφία ενίσχυσης γεφυρών .....</b>	<b>239</b>
<b>8.3</b>	<b>Μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης δομικών στοιχείων γέφυρας .....</b>	<b>242</b>
8.3.1	<i>Μέθοδοι Ενίσχυσης Βάθρων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα ..</i>	<i>243</i>
8.3.2	<i>Κριτήρια Σχεδιασμού Ενίσχυσης Βάθρων .....</i>	<i>247</i>
8.3.3	<i>Μέθοδοι Ενίσχυσης της Κεφαλής των Βάθρων .....</i>	<i>252</i>
	8.3.3.1 <i>Μείωση των Σεισμικών Δράσεων στην Κεφαλή του Βάθρου .....</i>	<i>252</i>
	8.3.3.2 <i>Αύξηση της Αντοχής της Κεφαλής του Βάθρου .....</i>	<i>254</i>
8.3.4	<i>Μέθοδοι Ενίσχυσης της Περιοχής των Κόμβων Κεφαλής Δοκού – Υποστυλώματος .....</i>	<i>256</i>
	8.3.4.1 <i>Μείωση των Δυνάμεων του Κόμβου .....</i>	<i>256</i>
	8.3.4.2 <i>Αποδοχή Επισκευάσιμων Βλαβών .....</i>	<i>256</i>
	8.3.4.3 <i>Προένταση του Κόμβου .....</i>	<i>256</i>
	8.3.4.4 <i>Τοποθέτηση Μανδύων .....</i>	<i>256</i>
	8.3.4.5 <i>Αντικατάσταση του Κόμβου .....</i>	<i>257</i>
8.3.5	<i>Μέθοδοι Ενίσχυσης της Ανωδομής .....</i>	<i>258</i>
	8.3.5.1 <i>Ενίσχυση των Αρμών .....</i>	<i>258</i>
	8.3.5.2 <i>Καμπτική Αντοχή της Ανωδομής .....</i>	<i>261</i>
<b>8.4</b>	<b>Παράδειγμα ενίσχυσης βάθρου γέφυρας .....</b>	<b>264</b>
8.4.1	<i>Μανδύας Σύνθετων Υλικών .....</i>	<i>264</i>
	8.4.1.1 <i>Αύξηση της Πλαστιμότητας .....</i>	<i>265</i>
	8.4.1.2 <i>Αύξηση της Διατμητικής Αντοχής .....</i>	<i>267</i>
8.4.2	<i>Μεταλλικός Μανδύας .....</i>	<i>268</i>
	8.4.2.1 <i>Αύξηση της Πλαστιμότητας .....</i>	<i>268</i>

8.4.2.2	<i>Αύξηση της Διαμητικής Αντοχής</i> .....	270
<b>8.5</b>	<b>Παράδειγμα ενίσχυσης ανωδομής με σεισμικούς συνδέσμους</b> .....	<b>271</b>
<b>8.6</b>	<b>Ενίσχυση θεμελίωσης</b> .....	<b>274</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ</b> .....		<b>278</b>
<b>9.1</b>	<b>Γενικά στοιχεία – Περιγραφή κτιρίου</b> .....	<b>278</b>
<b>9.2</b>	<b>Κανονισμοί – Οδηγίες – Βιβλιογραφία</b> .....	<b>280</b>
<b>9.3</b>	<b>Ποιότητες υλικών κατασκευής</b> .....	<b>280</b>
	9.3.1 <i>Υφιστάμενη Κατασκευή</i> .....	280
	9.3.2 <i>Ενισχυμένη Κατασκευή</i> .....	280
<b>9.4</b>	<b>Παραδοχές φορτίσεων</b> .....	<b>281</b>
<b>9.5</b>	<b>Αναλύσεις</b> .....	<b>281</b>
	9.5.1 <i>Ανάλυση Υφιστάμενης Κατασκευής</i> .....	284
	9.5.2 <i>Ανάλυση Ενισχυμένης Κατασκευής</i> .....	284
<b>9.6</b>	<b>Προτάσεις επεμβάσεων</b> .....	<b>286</b>

# Κεφάλαιο 1

---

## ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

---

### 1.1 Εισαγωγή – Ορισμός βασικών εννοιών

Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν την πλειονότητα των κατασκευών που μελετήθηκαν και οικοδομήθηκαν στην Ελλάδα τουλάχιστον έως τα τέλη της δεκαετίας του 1970. Ένας σημαντικός αριθμός από τα κτίρια αυτά, κατά τη διάρκεια σεισμών που έχουν συμβεί στο διάστημα από την κατασκευή τους έως σήμερα, έχουν υποστεί μικρότερης ή μεγαλύτερης έκτασης βλάβες. Η φυσική φθορά που υφίσταται μία κατασκευή με το χρόνο, εφόσον δεν υπάρχει πρόνοια για κατάλληλη συντήρηση και ενδεχομένως ενίσχυσή της, μειώνει την αντοχή της κατασκευής για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Κατά συνέπεια, ένας προοδευτικά αυξανόμενος αριθμός υφιστάμενων κατασκευών, διαπιστώνεται ότι χρήζουν επεμβάσεων για την ανάληψη σεισμικών φορτίων.

Για τις περισσότερες κατασκευές, σε συνάρτηση πάντα και με τους στόχους ανασχεδιασμού που έχουν οριστεί από τον Κύριο του Έργου και την ισχύουσα νομοθεσία, διάφορες εναλλακτικές στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων ενδέχεται να οδηγήσουν σε αποδεκτές λύσεις επεμβάσεων. Αρχικό στάδιο οποιασδήποτε ενέργειας αποτελεί πάντα η αξιολόγηση της υφιστάμενης κατασκευής. Πριν την υιοθέτηση μίας συγκεκριμένης στρατηγικής, ο Μηχανικός πρέπει να αξιολογήσει κατά πόσον αυτή είναι πρακτικά εφαρμόσιμη και, σε συνεργασία με τον Κύριο του Έργου, να επιλέξει εκείνη τη στρατηγική ή το συνδυασμό στρατηγικών που αποτελεί τη βέλτιστη λύση. Αυτό είναι δυνατό μόνο εφόσον έχει καθοριστεί η *στάθμη επιτελεστικότητας*, δηλαδή η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού. Μέσω της αξιολόγησης μπορεί να προσδιοριστεί εάν η κατασκευή πληροί τις απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας και, εάν όχι, ο βαθμός ανεπάρκειάς της.

Μετά την επιλογή της στρατηγικής των επεμβάσεων, είναι απαραίτητο να επιλεγεί το σύστημα επεμβάσεων που θα εφαρμοστεί και ακολούθως να εκπονηθεί η προμελέτη. Τόσο το σύστημα των επεμβάσεων όσο και η προμελέτη, απορρέουν άμεσα από την επιλεγείσα στρατηγική. Εφόσον προκύψει από την προμελέτη ότι οι επιλογές είναι ικανοποιητικές, δηλαδή η ενισχυμένη πλέον κατασκευή ανταποκρίνεται στους στόχους ανασχεδιασμού που έχουν τεθεί, ακολουθεί η οριστική μελέτη που περιλαμβάνει τον πλήρη σχεδιασμό των προτεινόμενων επεμβάσεων.

## **1.2 Στρατηγικές επεμβάσεων**

Η *στρατηγική των επεμβάσεων* είναι η βασική προσέγγιση που υιοθετείται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής ή διαφορετικά για τη μείωση της διακινδύνευσης σε αποδεκτά όρια. Για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης, μπορούν να εφαρμοστούν στρατηγικές είτε καθαρά *τεχνικής* είτε *διαχειριστικής* φύσης. Στην πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται επιλογές, όπως η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου, η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης και η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Αντίστοιχα, στη δεύτερη κατηγορία ανήκει μεταξύ άλλων η πιθανή αλλαγή χρήσης, η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων και η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης.

Το εύρος των *τεχνικών* και των *διαχειριστικών* στρατηγικών που μπορούν να εφαρμοστούν για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι εξαιρετικά μεγάλο. Οι τεχνικές στρατηγικές αποτελούν προσεγγίσεις που στοχεύουν στη μεταβολή των βασικών παραμέτρων τόσο της σεισμικής απαίτησης όσο και της συμπεριφοράς του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Περιλαμβάνουν επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό για τη διόρθωση ενδεχόμενων ατελειών, στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, στην αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης.

Είναι αξιοσημείωτο ότι κατά το παρελθόν η στρατηγική ενίσχυσης που υιοθετήθηκε από τους περισσότερους μηχανικούς στόχευε στην ικανοποίηση των απαιτήσεων του εκάστοτε ισχύοντος κανονισμού. Η στρατηγική αυτή μεταφραζόταν σε επεμβάσεις, ώστε η ενισχυμένη κατασκευή να φέρει με ασφάλεια ένα ποσοστό των σεισμικών φορτίων που προέβλεπε ο εκάστοτε εν ισχύ κανονισμός για τις νέες κατασκευές. Στην πραγματικότητα η παραπάνω προσέγγιση δεν αποτελεί στρατηγική, αλλά κριτήριο σχεδιασμού που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με μία από τις στρατηγικές που αναφέρθηκαν. Τα κριτήρια σχεδιασμού αφορούν στο ποσό της αντοχής, της δυσκαμψίας ή της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας που πρέπει να προστεθεί στο δόμημα, ώστε να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τη

φιλοσοφία που έχει πλέον επικρατήσει διεθνώς, το βασικό κριτήριο επιλογής των επεμβάσεων είναι ο περιορισμός των βλαβών που υφίστανται τα πρωτεύοντα καθώς και τα δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής σε ανεκτά επίπεδα για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Πρωτεύοντα είναι τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν ουσιαστικά στην αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση, λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση (π.χ. υποστρώματα, τοιχώματα, κτλ).

Πέρα από τις τεχνικές στρατηγικές, υπάρχει και ένας μεγάλος αριθμός εναλλακτικών διαχειριστικών στρατηγικών που πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων. Οι διαχειριστικές στρατηγικές περιλαμβάνουν θέματα όπως: (α) την απόφαση να υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή να εκκενωθεί το κτίριο έως ότου πραγματοποιηθούν οι εργασίες ενίσχυσης, (β) να θεωρηθεί αποδεκτή η υπάρχουσα σεισμική διακινδύνευση της κατασκευής και να μη γίνουν επεμβάσεις ή να αλλαχτεί η χρήση της κατασκευής, έτσι ώστε να είναι αποδεκτή η διακινδύνευση, (γ) να κατεδαφιστεί το υπάρχον κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο, (δ) να υλοποιηθούν οι προτεινόμενες επεμβάσεις προοδευτικά μέσα σε μεγάλης διάρκειας χρονικό περιθώριο ή να ληφθούν προσωρινά μέτρα ενίσχυσης έως ότου αντικατασταθεί η κατασκευή, (ε) εάν οι επεμβάσεις θα γίνουν στο εξωτερικό του κτιρίου, έτσι ώστε να μειωθούν οι αρνητικές επιπτώσεις στους ενοίκους, ή αντίθετα αν οι εργασίες θα γίνουν στο εσωτερικό του κτιρίου προκειμένου να μην αλλοιωθούν τα χαρακτηριστικά της εξωτερικής του όψης.

Αν και πολλοί μηχανικοί θεωρούν ότι οι διαχειριστικές στρατηγικές δεν αποτελούν αντικείμενο της άμεσης αρμοδιότητάς τους, πρέπει να γίνει κατανοητό ότι αυτές ενδέχεται να έχουν πολύ σημαντική επίδραση τόσο στην εφαρμοσιμότητα όσο και στο κόστος της προτεινόμενης τεχνικής στρατηγικής των επεμβάσεων. Είναι γεγονός ότι, κατά κανόνα, η βέλτιστη λύση για ένα κτίριο σχετίζεται με τη λήψη αποφάσεων διαχειριστικής και τεχνικής φύσης. Για τους λόγους αυτούς οι διαχειριστικές στρατηγικές πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να επισημαίνονται στον Κύριο του Έργου προκειμένου να επιλεγεί η κατάλληλη στρατηγική επεμβάσεων.

### **1.2.1 Συστήματα Επεμβάσεων**

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν

την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι: (α) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού, (β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού και (γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας άμεσα τους παραπάνω παράγοντες και εφαρμόζονται είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό. Παραδείγματος χάριν, οι παραδοσιακές μέθοδοι ενίσχυσης, όπως είναι η προσθήκη δικτυωτών συνδέσμων ή τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος, επιδρούν στη δυσκαμψία και στην αντοχή της κατασκευής. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας, π.χ. οι ιξώδεις αποσβεστήρες, μεταβάλλουν την απόσβεση της κατασκευής και η σεισμική μόνωση επιδρά στο χαρακτήρα της εδαφικής διέγερσης που μεταδίδεται στην κατασκευή.

Αν θεωρήσουμε, ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορούμε να χαράξουμε μια καμπύλη υπερβολικής μορφής που αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Επομένως η καμπύλη αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση (Σχήμα 1.1).



Σχήμα 1.1.: Στρατηγικές ενίσχυσης.



Διακρίνουμε λοιπόν τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση).

#### *1.2.1.1 Βελτίωση του Φορέα με Τοπικές Επεμβάσεις*

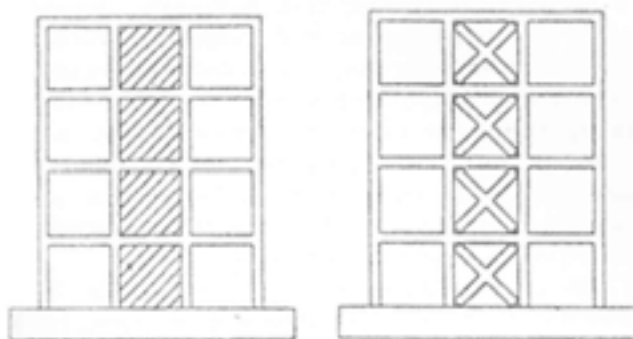
Η στρατηγική βελτίωσης ενός φορέα με τοπικές επεμβάσεις εφαρμόζεται σε κατασκευές που, ενώ διαθέτουν τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων, στερούνται ορισμένων κατασκευαστικών λεπτομερειών που είναι απαραίτητες για τη βελτιστοποίηση του συστήματος και την εξασφάλιση της επιθυμητής λειτουργίας του. Η ικανότητα μετακίνησης μίας τέτοιας κατασκευής μπορεί να είναι επαρκής σε σχέση με τη δεδομένη σεισμική απαίτηση, παρόλ' αυτά πριν επιτευχθεί αυτή η μετακίνηση ενδέχεται να συμβούν τοπικές αστοχίες σε διάφορες θέσεις της κατασκευής. Οι πλέον συνηθισμένες ατέλειες που ευθύνονται για τέτοιου είδους τοπικές αστοχίες είναι το ανεπαρκές μήκος έδρασης στις θέσεις των στηρίξεων προκατασκευασμένων στοιχείων και η ανεπαρκής αγκύρωση ή σύνδεση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού τόσο μεταξύ τους όσο και με τα στοιχεία του μη φέροντος οργανισμού. Η τοπική επέμβαση για τη διόρθωση αυτών των ατελειών θα επέτρεπε στην κατασκευή να συμπεριφερθεί με τον επιθυμητό τρόπο. Πολύ συχνά η στρατηγική των τοπικών επεμβάσεων χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με άλλες στρατηγικές προκειμένου να επιτευχθεί μία κατασκευή με επαρκή σεισμική συμπεριφορά.

#### *1.2.1.2 Αύξηση της Αντοχής και της Δυσκαμψίας του Φορέα*

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα είναι η πιο διαδεδομένη στρατηγική βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς σε κατασκευές με ανεπαρκές σύστημα ανάληψης σεισμικών φορτίων. Αν και οι δύο στρατηγικές σχετίζονται άμεσα μεταξύ τους, η κύρια διαφορά τους έγκειται στο γεγονός, ότι μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση, ενώ με την αύξηση της αντοχής επιτυγχάνεται επιπλέον αύξηση της σεισμικής δύναμης που απαιτείται ώστε να προκληθούν βλάβες στην κατασκευή. Εφόσον η αύξηση της αντοχής γίνει χωρίς ταυτόχρονη αύξηση της δυσκαμψίας, όπως με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων ή ινοπλισμένων πολυμερών, τότε η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί για μεγαλύτερα σεισμικά φορτία να μην υποστεί βλάβες.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ακόμα και αν η μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση που επιτυγχάνεται με την αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος δεν είναι μεγάλη, μπορεί να μεταβάλλει σημαντικά τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής, τα οποία, ενώ δεν συμμετέχουν ιδιαίτερα στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων, είναι εξαιρετικά ευαίσθητα στις πλευρικές μετακινήσεις. Τέτοια στοιχεία αποτελούν υποστυλώματα με χαμηλή πλαστιμότητα που χρησιμοποιούνται κυρίως για την παραλαβή των κατακορύφων φορτίων και αρχιτεκτονικά διαχωριστικά τοιχεία και επικαλύψεις.

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα αποτελούν στρατηγικές που εφαρμόζονται κατά κανόνα ταυτόχρονα, καθώς τα περισσότερα συστήματα που αυξάνουν την αντοχή μίας κατασκευής, όπως είναι η προσθήκη τοιχωμάτων ή πλαισίων, αυξάνουν και τη δυσκαμψία της (Σχήμα 1.2). Εξαιρέση αποτελούν τα τοπικά μέτρα ενίσχυσης τα οποία αυξάνουν την αντοχή συγκεκριμένων στοιχείων χωρίς να μεταβάλουν σημαντικά τη δυσκαμψία τους. Παραδείγματος χάριν, μία συνήθης ατέλεια των παλαιότερων πλαισιακών φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ότι τα μήκη υπερκάλυψης των εφελκυσμένων ράβδων του διαμήκους οπλισμού είναι ανεπαρκή, με αποτέλεσμα χαμηλή καμπτική αντοχή των μελών του φορέα. Η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης στις θέσεις των ενώσεων με υπερκάλυψη μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τη συμπεριφορά των πλαισίων και να τους επιτρέψει να αναπτύξουν μεγαλύτερη αντοχή χωρίς να μεταβληθεί σημαντικά η δυσκαμψία τους.



*Σχήμα 1.2.: Ενίσχυση κατασκευής με προσθήκη τοιχωμάτων ή δικτυωτών συνδέσμων.*

### 1.2.1.3 Αύξηση της Ικανότητας Παραμόρφωσης

Η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου μέσω της αύξησης της ικανότητας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού να

διατηρούν την αντοχή τους για μεγάλες παραμορφώσεις, είναι μία σχετικά νέα μέθοδος για τη σεισμική ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης περιλαμβάνουν: (α) την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης σε υφιστάμενα στοιχεία, (β) την τοπική απομείωση της δυσκαμψίας, (γ) την τροποποίηση στοιχείων, κυρίως κατακορύφων, του φέροντος οργανισμού ώστε να μεταβληθούν οι προβλεπόμενοι μηχανισμοί αστοχίας και (δ) την παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν λόγω υπερβολικών μετακινήσεων. Κατά κανόνα αυτές οι μέθοδοι απαιτούν πολύ μικρότερη αρχιτεκτονική παρέμβαση στο κτίριο, σε σχέση με αυτές που αφορούν σε αύξηση της αντοχής ή της δυσκαμψίας.

Με την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας. Η μέθοδος εφαρμόζεται κατά κανόνα σε υποστύλωματα. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (Σχήμα 1.3), μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών. Η τοπική απομείωση της δυσκαμψίας μπορεί να είναι ένας πολύ αποτελεσματικός τρόπος αποφυγής ανεπιθύμητων μορφών αστοχίας ή ακόμα περιορισμού των βλαβών σε μεμονωμένα στοιχεία που δεν είναι καθοριστικά για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η ενίσχυση συγκεκριμένων υποστυλωμάτων μπορεί να απαιτείται σε πλαισιακούς φορείς που δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού με αποτέλεσμα τη δημιουργία μηχανισμού ορόφου, δηλαδή τη συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του ορόφου με μειωμένη δυσκαμψία. Χαρακτηριστική περίπτωση είναι οι κατασκευές με *pilotis*. Η παροχή επιπλέον στήριξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε οριζόντια στοιχεία που συμμετέχουν κυρίως στην ανάληψη των κατακορύφων και όχι των πλευρικών φορτίων και τα οποία ενδέχεται να απωλέσουν την έδρασή τους σε περίπτωση μεγάλων πλευρικών μετακινήσεων του φορέα.

Η στρατηγική της αύξησης της ικανότητας παραμόρφωσης είναι περισσότερο αποτελεσματική όταν το πλήθος των στοιχείων που απαιτούν τροποποιήσεις είναι σχετικά μικρό. Σε διαφορετική περίπτωση, η συγκεκριμένη στρατηγική μπορεί, αφενός μεν να αποδειχθεί εξαιρετικά δαπανηρή, αφετέρου δε να προκαλέσει σημαντικές δυσχέρειες στη χρήση του κτιρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών ενίσχυσης.

#### *1.2.1.4 Μείωση της Σεισμικής Απαιτήσης*

Η συγκεκριμένη στρατηγική έχει ως στόχο την επιβολή μεταβολών στην υφιστάμενη κατασκευή ώστε να μειωθούν οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμού. Μέθοδοι αυτής της στρατηγικής περιλαμβάνουν: (α) τη μείωση της μάζας της κατασκευής και (β) την

εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας.

Η συμπεριφορά ορισμένων κτιρίων μπορεί να βελτιωθεί σημαντικά με τη μείωση της μάζας τους. Η μείωση της μάζας οδηγεί σε μείωση των αδρανειακών δυνάμεων και της συνολικής απαίτησης σε μετακίνηση της κατασκευής. Η μάζα, παραδείγματος χάριν, μπορεί να μειωθεί είτε απομακρύνοντας μη φέροντα στοιχεία μεγάλου βάρους, όπως επικαλύψεις, δεξαμενές, κτλ., είτε σε ακραία περίπτωση έναν ή περισσότερους ορόφους.



*Σχήμα 1.3.: Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.*

Η εγκατάσταση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας κατά κανόνα συνεπάγεται μία σημαντική δαπάνη. Πλεονέκτημα αυτών των συστημάτων είναι ότι παρέχουν προστασία όχι μόνο στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου αλλά και στα περιεχόμενά του. Κατά συνέπεια, η χρήση τους είναι συχνά κατάλληλη για κτίρια αυξημένης σπουδαιότητας, φέρουν ευαίσθητο εξοπλισμό ή είναι απαραίτητο να

παραμένουν σε λειτουργία τόσο κατά τη διάρκεια όσο και αμέσως μετά το σεισμό. Αυτοί είναι μερικοί από τους σημαντικότερους λόγους που η σεισμική μόνωση έχει επιλεγεί για το σχεδιασμό και τη σεισμική αναβάθμιση νοσοκομείων, εργοστασίων παραγωγής ενέργειας και τηλεπικοινωνιακών κέντρων. Συστήματα σεισμικής μόνωσης επίσης έχουν χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση ιστορικών κτισμάτων γιατί παρέχουν τη δυνατότητα μικρών σχετικά επεμβάσεων στα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

Η χρήση της σεισμικής μόνωσης απαιτεί την εισαγωγή εύκαμπτων εφεδράνων σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο του στατικού συστήματος της κατασκευής, κατά κανόνα κοντά στη θεμελίωση. Τα εφέδρανα χαρακτηρίζονται από μεγάλη ικανότητα πλευρικής παραμόρφωσης, ενώ πολλά από αυτά έχουν επίσης και χαρακτηριστικά αποσβεστήρων. Η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπερίόδου και, ενδεχομένως, του ποσοστού απόσβεσης της κατασκευής. Καθώς τα εφέδρανα έχουν πολύ μεγαλύτερη πλευρική ενδοτικότητα σε σχέση με την κατασκευή, η απαίτηση πλευρικής μετακίνησης λόγω του σεισμού συγκεντρώνεται σε αυτά. Κατά συνέπεια, η απαίτηση σε μετακίνηση στο τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέδρανα μειώνεται σημαντικά. Προκειμένου να συμβεί αυτό πρέπει το τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέδρανα να είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτο από τους μονωτήρες. Επίσης, η σεισμική μόνωση είναι πιο αποδοτική εάν η ανωδομή μπορεί να συμπεριφερθεί ελαστικά για την υπολειπόμενη απαίτηση σε μετακίνηση. Για να επιτευχθούν οι δύο παραπάνω περιορισμοί, η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης απαιτεί συχνά την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα.

Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας αυξάνουν άμεσα την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια και με αυτό τον τρόπο μειώνουν την απαίτηση σε μετακίνηση της κατασκευής. Για την εγκατάσταση των αποσβεστήρων συχνά χρειάζεται πρώτα η τοποθέτηση συνδέσμων σε επιλεγμένα φατώματα του φορέα, πάνω στους οποίους αναρτώνται οι αποσβεστήρες. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας έχουν κατά κανόνα μεγαλύτερο κόστος από τα παραδοσιακά συστήματα αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, αλλά εξασφαλίζουν σημαντικά βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά. Είναι πιο αποδοτικά σε κατασκευές με σημαντική ικανότητα πλευρικής μετακίνησης, όπως πλαισιακοί φορείς, καθώς εάν η κατασκευή είναι σχετικά δύσκαμπτη, οι αποσβεστήρες, η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των οποίων εξαρτάται άμεσα από την αναπτυσσόμενη δύναμη και την παραμόρφωσή τους, δεν θα μπορέσουν να ενεργοποιηθούν πριν η κατασκευή υποστεί μεγάλες μετακινήσεις. Συνεπώς, τα συστήματα αυτά εφαρμόζονται κυρίως σε πλαισιακούς φορείς.

### **1.2.2 Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων**

Συνοψίζοντας τα παραπάνω, μπορούμε να ταξινομήσουμε τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

1. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστρωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.
2. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστρωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών .
3. Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

Πρέπει να επισημανθεί ότι συχνά είναι σκόπιμο να εφαρμόζεται ένας συνδυασμός μεθόδων ή επιμέρους τεχνικών ώστε να προκύψει η βέλτιστη οικονομοτεχνικά λύση. Επίσης πρέπει να γίνει κατανοητό ότι πολλές φορές η μέθοδος επέμβασης που επιλέγεται ως καταλληλότερη δεν είναι τεχνικά εφικτή. Για παράδειγμα, το σύνολο σχεδόν των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα που κατασκευάστηκαν στην Ελλάδα έως τα μέσα της δεκαετίας του 1980 δεν πληρούν τις απαιτήσεις πλαστιμότητας των σύγχρονων κανονισμών. Παρόλ' αυτά η αύξηση της πλαστιμότητας σε ένα από τα κτίρια αυτά με προσθήκη μανδύων δημιουργεί την ανάγκη για πρόσθετα στοιχεία δυσκαμψίας και αντοχής, τα οποία όμως ενδέχεται να αυξήσουν σημαντικά την απαίτηση στη θεμελίωση ή να προκαλέσουν προβλήματα λειτουργικότητας όταν η κατασκευή επανέλθει σε χρήση.

Με βάση τα παραπάνω είναι εύλογο ότι το νομοθετικό πλαίσιο που καθορίζεται από την Πολιτεία για την αποκατάσταση των βλαβών μετά από ένα καταστροφικό σεισμό δεν πρέπει να αποτελεί αντικείμενο αυστηρής επιστημονικής κριτικής, καθώς προσπαθεί να συγκεράσει το ευκταίο με το εφικτό. Με άλλα λόγια, πρόκειται περί πολιτικής απόφασης, με την ευρύτερη σημασία του όρου, που επιχειρεί να πετύχει το βέλτιστο συνδυασμό επιστημονικής γνώσης και οικονομοτεχνικών περιορισμών με στόχο την άμεση αντιμετώπιση του οξύτατου κοινωνικού προβλήματος της ασφαλούς επισκευής των κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες.

### **1.2.3 Σχεδιαστικοί Περιορισμοί**

Οι *σχεδιαστικοί περιορισμοί* είναι οι παράγοντες εκείνοι, πέρα από τα χαρακτηριστικά του φέροντος οργανισμού της κατασκευής, που επηρεάζουν άμεσα τη δυνατότητα υλοποίησης μίας στρατηγικής ή ενός συστήματος επεμβάσεων. Μεταξύ των παραγόντων αυτών περιλαμβάνονται η επιλεγείσα στάθμη επιτελεσματικότητας, περιορισμοί κόστους που αφορούν είτε στη μελέτη είτε στην κατασκευή, καθώς επίσης και χρονικοί περιορισμοί σχετικά με την αποπεράτωση του έργου. Περιορισμοί ακόμη μπορεί να επιβληθούν από πολεοδομικές διατάξεις, απαιτήσεις διατήρησης του ιστορικού χαρακτήρα της κατασκευής, καθώς και τις επιπτώσεις των εργασιών ανασχεδιασμού στη λειτουργικότητα και τη χρήση του κτιρίου τόσο κατά τη διάρκεια όσο και μετά την ολοκλήρωσή τους.

### **1.2.4 Διαχειριστικές Στρατηγικές Επεμβάσεων**

Οι διαχειριστικές στρατηγικές επεμβάσεων αποτελούν αποτέλεσμα προγραμματισμού και κατά κανόνα καθορίζονται από τον Κύριο του Έργου σε συνεργασία με το μελετητή Μηχανικό. Διακρίνονται συνήθως σε δύο κατηγορίες: σε στρατηγικές που επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να ικανοποιεί τις απαιτήσεις της επιδιωκόμενης στάθμης επιτελεσματικότητας για τη χρήση της και σε στρατηγικές που ρυθμίζουν τον τρόπο εφαρμογής της μεθόδου των επεμβάσεων. Μεταξύ αυτών περιλαμβάνονται η αλλαγή χρήσης της κατασκευής, η κατεδάφιση, η προσωρινή ενίσχυση, η ενίσχυση σε φάσεις, η ενίσχυση χωρίς διαταραχή της λειτουργίας της κατασκευής, η ενίσχυση με εκκένωση της κατασκευής και η ενίσχυση της κατασκευής εξωτερικά ή εσωτερικά.

Η επιλογή της κατάλληλης διαχειριστικής στρατηγικής αποτελεί πολύ σημαντική παράμετρο επίτευξης του αντικειμενικού στόχου, δηλαδή της μείωσης της σεισμικής διακινδύνευσης μίας υφιστάμενης κατασκευής. Επομένως, οι εναλλακτικές στρατηγικές επεμβάσεων πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να παρουσιάζονται στον Κύριο του Έργου, ο οποίος ενδέχεται να μην είναι εξοικειωμένος με αυτές ώστε να γνωρίζει τα σχετικά πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα από την εφαρμογή τους.

## **BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Nuti, C., Vanzi, I. (2003), To retrofit or not to retrofit, *Engineering Structures*, **25**, 6, pp. 701-711.
2. Foo, S., Davenport, A. (2003), Seismic hazard mitigation for buildings, *Natural Hazards*, **28**, 2-3, pp. 517-535.

3. Martinez-Rodrigo, M., Romero, M.L. (2003), An optimum retrofit strategy for moment resisting frames with nonlinear viscous dampers for seismic applications, *Engineering Structures*, **25**, 7, pp. 913-925.
4. Bruneau, M., Bhagwagar, T. (2002), Seismic retrofit of flexible steel frames using thin infill panels, *Engineering Structures*, **24**, 4, pp. 443-453.
5. Wasti, S.T., Sucuoglu, H., Utku, M. (2001), Structural rehabilitation of damaged RC buildings after the 1 October 1995 Dinar Earthquake, *Journal of Earthquake Engineering*, **5**, 2, pp. 131-151.
6. Dolsek, M., Fajfar, P. (2001), Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames, *Journal of Earthquake Engineering*, **5**, 1, pp. 1-12.
7. Federal Emergency Management Agency (2000), FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Chapters 2 and 3, Washington D.C., November.
8. Fukuyama, H., Sugano, S. (2000), Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake, *Cement and Concrete Composites*, **22**, 1, pp. 59-79.
9. Kappos, A.J., Stylianidis, K.C., Pitilakis, K. (1998), Development of seismic risk scenarios based on a hybrid method of vulnerability assessment, *Natural Hazards*, **17**, 2, pp. 177-192.
10. Ziyaeifar, M., Noguchi, H. (1998), Partial mass isolation in tall buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **27**, 1, pp. 49-65.
11. Penelis, G. and Kappos, A. (1997), *Earthquake Resistant Concrete Structures*, E and FN Spon, London.
12. Bracci, J.M., Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. (1997), Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **123**, 1, pp. 3-10.
13. American Technology Council (1996), ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report No. SSC 96-01, Volume 1, Chapter 8, November.
14. Hart, G.C. (1996), Design criteria for the seismic rehabilitation of buildings, *Structural Design of Tall Buildings*, **5**, 3, pp. 205-216.
15. Priestley, M.J.N., Seible, F. (1995), Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures, *Construction and Building Materials*, **9**, 6, pp. 365-377.
16. Pincheira, J.A., Jirsa, J.O. (1995), Seismic response of RC frames retrofitted with steel braces or walls, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **121**, 8, pp. 1225-1235.



# Κεφάλαιο 2

---

## ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΙΑΓΝΩΣΗΣ ΒΛΑΒΩΝ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

---

### 2.1 Χρησιμότητα ελέγχων διάγνωσης βλαβών

Είναι γνωστό ότι το σκυρόδεμα ως δομικό υλικό έχει μεγάλη διάρκεια ζωής. Αναπτύσσει αντοχή που αυξάνει με το χρόνο, αλλά ταυτόχρονα υπόκειται στους νόμους φθοράς που διέπουν και τα υπόλοιπα δομικά υλικά. Όταν μία υπάρχουσα κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα πρόκειται να υποστεί κάποιας μορφής επέμβαση, ένα από τα θέματα που πρέπει να αντιμετωπιστούν είναι οι αβεβαιότητες ως προς τη φέρουσα ικανότητά της. Τα κυριότερα ερωτήματα που ανακύπτουν αφορούν στην αντοχή του σκυροδέματος, στην ύπαρξη ή όχι οπλισμού στις προβλεπόμενες από τη μελέτη θέσεις, στη διάμετρο και στις αποστάσεις μεταξύ των ράβδων του οπλισμού, στην πιθανότητα ο οπλισμός να έχει υποστεί διάβρωση, καθώς και πλήθος άλλα ερωτήματα που σχετίζονται με ορατές ρωγμές, αποφλοιώσεις και άλλες ενδείξεις βλαβών που ενδεχομένως έχει υποστεί η κατασκευή.

Η δομική κατάσταση του σκυροδέματος πολύ δύσκολα μπορεί να προσδιοριστεί μόνο με οπτικό έλεγχο. Για παράδειγμα, η αντοχή του σκυροδέματος μειώνεται λόγω διάβρωσης του οπλισμού, καθώς τα προϊόντα της οξείδωσης επεκτείνονται στον όγκο του σκυροδέματος και προκαλούν αποφλοίωση και ρηγματώση. Ο οπτικός έλεγχος μπορεί να εντοπίσει τις εξωτερικές ενδείξεις των προχωρημένων σταδίων της διάβρωσης, όπως είναι οι ρωγμές και η τοπική εκτίναξη του σκυροδέματος, αλλά μόνο οι πειραματικοί έλεγχοι διάγνωσης βλαβών μπορούν να παρέχουν μια πλήρη εικόνα της συνολικής κατάστασης της κατασκευής και της έκτασης των βλαβών.

Οι πληροφορίες που προκύπτουν από αυτούς τους ελέγχους κατά κανόνα έχουν πολύ σημαντική επίδραση στη επιλογή της κατάλληλης μεθόδου επισκευής ή/και ενίσχυσης της κατασκευής. Οι έλεγχοι διάγνωσης βλαβών είναι κατά μία έννοια αντίστοιχοι με τους ‘κλινικούς ελέγχους’ που έχουν ως σκοπό τη διάγνωση των ασθενειών και των ατελειών στο σώμα της

κατασκευής, έτσι ώστε να δώσουν τη δυνατότητα στο μηχανικό να προβεί στις κατάλληλες επισκευές και ενισχύσεις με τον καλύτερο δυνατό τρόπο μέσα στα επιβαλλόμενα όρια των διατιθέμενων μέσων και πόρων.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, όσον αφορά στην αποκατάσταση και ενίσχυση κτιρίων που έχουν υποστεί βλάβες, οι απαραίτητες μετρήσεις και έλεγχοι μπορούν να πραγματοποιηθούν, είτε επιτόπου, είτε στο εργαστήριο. Η επιλογή των ελέγχων αποφασίζεται ανάλογα με το υπό εξέταση κτίριο.

Στην επόμενη ενότητα παρουσιάζονται χαρακτηριστικά και αντιπροσωπευτικά είδη βλαβών σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν πληγεί από σεισμό. Χάριν πληρότητας παρουσιάζονται επίσης χαρακτηριστικά παραδείγματα βλαβών που οφείλονται σε περιβαλλοντικούς παράγοντες, όπως διάβρωση, καθώς και σε κακοτεχνίες.

Η διαδικασία και οι μέθοδοι διάγνωσης βλαβών που αναπτύσσονται στην §2.3 δεν έχουν εφαρμογή μόνο σε βλάβες που προκλήθηκαν από σεισμό αλλά και λόγω πολλών άλλων αιτιών που με την πάροδο του χρόνου επιδρούν στο κτίριο. Πρέπει να τονιστεί ότι είναι σκόπιμο να γίνεται διάγνωση όλων των βλαβών ανεξάρτητα της αιτίας και να συνυπολογίζεται η επίδρασή τους στη συμπεριφορά της κατασκευής. Είναι επίσης σκόπιμο να πραγματοποιείται ταυτόχρονα επισκευή όλων των βλαβών, σεισμικών και μη.

## 2.2 Τυπικοί βαθμοί βλάβης δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η μέθοδος που επιλέγεται για την επισκευή ενός στοιχείου που έχει υποστεί απομείωση της αντοχής του λόγω σεισμικής δράσης βρίσκεται σε άμεση συνάρτηση με το μέγεθος της βλάβης, αφού αυτό καθορίζει τόσο την απομένουσα φέρουσα ικανότητα όσο και τα διαθέσιμα περιθώρια ασφαλείας του βλαμμένου στοιχείου. Φέροντα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορούν να παρουσιάσουν τέσσερις τυπικούς βαθμούς βλάβης από σεισμό:

1. *Απλή ρηγμάτωση (βλάβες βαθμού A και B)*: Το στοιχείο παρουσιάζει είτε μεμονωμένες ρωγμές μικρού εύρους ( $< 2$  mm) λόγω δευτερευόντων λόγων και τοπικών αδυναμιών (π.χ. αρμοί διακοπής σκυροδέτησης, ανεπαρκές μήκος αγκύρωσης του οπλισμού, κτλ.) είτε πολλές ρωγμές λόγω κάμψης ή μεμονωμένες λοξές ρωγμές λόγω διάτμησης μικρού εύρους ( $< 0.5$  mm), με την προϋπόθεση ότι δεν παρατηρούνται εμφανείς μετακινήσεις του σκελετού (Σχήμα 2.1). Οι παραπάνω βλάβες χαρακτηρίζονται *ελαφρές*.

Οι βλάβες σε αυτό το βαθμό αποκαθίστανται κατά κανόνα με χρήση εποξικών ρητινών, συγκόλληση νέων οπλισμών, χαλύβδινων ελασμάτων, προσθήκη εξωτερικών συνδετήρων (κολάρων) ή σύνθετων υλικών.



*Σχήμα 2.1.: Ρηγμάτωση υποστυλώματος λόγω κάμψης.*

2. *Μερική αποδιοργάνωση (βλάβες βαθμού Γ):* Παρατηρείται έντονη ρηγμάτωση μεγάλου πλάτους, καθώς και τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος από θλίψη ή και διάτμηση (Σχήμα 2.2). Οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι πολύ μικρές.

Οι βλάβες αυτού του βαθμού χαρακτηρίζονται *σοβαρές* και αποκαθίστανται με μερική καθαίρεση του βλαμμένου σκυροδέματος και αντικατάσταση αυτού με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με ενίσχυση με νέους οπλισμούς, με συγκόλληση χαλύβδινων ελασμάτων ή σύνθετων υλικών.



*Σχήμα 2.2.: Τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος υποστυλώματος.*

3. *Διακοπή συνεχείας από πλήρη αποδιοργάνωση σκυροδέματος ή βλάβη οπλισμών (βλάβες βαθμού Δ):* Χαρακτηρίζονται *βαριές* βλάβες. Πρόκειται για τη σοβαρότερη κατηγορία επισκευάσιμων βλαβών. Παρατηρείται θραύση του σκυροδέματος του στοιχείου, βλάβη των κυρίων οπλισμών (π.χ. λυγισμός των διαμήκων ράβδων και θραύση ή διαρροή των συνδετήρων) και διακοπή της συνέχειας

του στοιχείου (Σχήμα 2.3). Παρόλ' αυτά, οι παραμένουσες παραμορφώσεις και ιδιαίτερα οι κατακόρυφες είναι σχετικά μικρές.



*Σχήμα 2.3.: Διακοπή συνέχειας υποστυλώματος λόγω πλήρους αποδιοργάνωσης του σκυροδέματος και βλάβης του διαμήκους και του εγκάρσιου οπλισμού.*

Οι βλάβες αυτού του βαθμού αποκαθίστανται με πλήρη επισκευή ή αντικατάσταση ολοκλήρου του στοιχείου με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυροδέμα και τοποθέτηση νέου οπλισμού. Για περαιτέρω ενίσχυση των δομικών στοιχείων χρησιμοποιούνται μετά την αποκατάστασή τους, και όπου απαιτείται από την μελέτη, είτε χαλύβδινα ελάσματα με μορφή κλειστών ή ανοικτών μανδυών είτε μεταλλικοί κλωβοί που δημιουργούνται με κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και είτε οριζόντια μεταλλικά κολάρα είτε πλήρη χαλύβδινα φύλλα.

Στο Σχήμα 2.4 παρουσιάζεται αστοχία της κρίσιμης περιοχής υποστυλώματος και κόμβου που οφείλεται σε ανεπάρκεια εγκάρσιου οπλισμού, καθώς και σε μεγάλα ποσοστά και ανεπαρκή αγκύρωση του διαμήκους οπλισμού. Τυπική αστοχία τοιχώματος λόγω διάτμησης παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.5. Τέλος στα Σχήματα 2.6 και 2.7 απεικονίζονται τυπικές βλάβες βαθμού Δ λόγω λειτουργίας κοντού υποστυλώματος και κατασκευής τύπου pilotis.

Πρέπει να παρατηρήσουμε ότι, κατά τον ανασχεδιασμό, το δομικό στοιχείο στο οποίο εφαρμόζεται μία από τις παραπάνω τεχνικές ή και συνδυασμός τους, μπορεί να θεωρηθεί εν μέρει μονολιθικό. Επίσης, σε κάθε δομικό στοιχείο που έχει υποστεί τέτοιου είδους επέμβαση είναι απαραίτητο να ελέγχεται η επάρκεια της σύνδεσης στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η ασφαλής μεταφορά των δυνάμεων από το ένα στοιχείο στο άλλο.



*Σχήμα 2.4.: Αστοχία με διακοπή της συνέχειας στοιχείου στην κρίσιμη περιοχή υποστυλώματος και κόμβου.*



*Σχήμα 2.5.: Αστοχία τοιχώματος λόγω διάτμησης.*



*Σχήμα 2.6.: Αστοχία λόγω λειτουργίας κοντού υποστυλώματος.*



*Σχήμα 2.7.: Αστοχία λόγω λειτουργίας κοντού υποστυλώματος και κατασκευής τύπου pilotis.*

### 2.3 Διαδικασία διάγνωσης βλαβών

Η διαδικασία διάγνωσης βλαβών περιλαμβάνει το συνδυασμό της οπτικής αξιολόγησης της κατασκευής με τις κατάλληλες ενόργανες μεθόδους διάγνωσης βλαβών με σκοπό την απόκτηση επαρκών στοιχείων για την κατάσταση της κατασκευής. Επίσης, η θέση και η επιλογή των προς εξέταση δειγμάτων είναι σημαντική για την εξαγωγή σωστών συμπερασμάτων που αφορούν στο σύνολο του φορέα. Ο αριθμός των ελέγχων πρέπει να επαρκεί για την επιλογή της σωστής στρατηγικής επεμβάσεων και την καλή εκτίμηση του συνολικού τμήματος της κατασκευής που χρήζει επισκευών.

Για τη διεξαγωγή των ελέγχων απαιτείται πεπειραμένο συνεργείο, το οποίο σε συνεργασία με το μελετητή μηχανικό πρέπει να διασφαλίσει τα ακόλουθα:

- Την εφαρμογή των κατάλληλων μεθόδων διάγνωσης βλαβών στην πράξη, συμπεριλαμβανομένης της λειτουργίας του απαραίτητου μηχανικού εξοπλισμού.
- Την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου και θέσης ελέγχου ανάλογα με το είδος της βλάβης.
- Την ορθή και λεπτομερή περιγραφή των αποτελεσμάτων της έρευνας, καθώς και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων αυτών.

Επιτόπου, μία εξειδικευμένη διάγνωση ξεκινά πάντα με έναν οπτικό έλεγχο που σκοπό έχει την απόκτηση μιας εποπτικής εικόνας του κτιρίου και των βλαβών που έχει υποστεί.

Οι οπτικές παρατηρήσεις καταγράφονται σε πρόχειρα σχέδια κατόψεων και όψεων. Τα σχέδια πρέπει να περιλαμβάνουν την ταυτότητα και τον προσανατολισμό των ελεγχόμενων στοιχείων.

Όταν ολοκληρωθεί ο οπτικός έλεγχος, γίνεται μία ‘υπόθεση εργασίας’ σχετικά με την αιτία των βλαβών. Με βάση την υπόθεση αυτή, επιλέγονται οι μέθοδοι διάγνωσης βλαβών που θα εφαρμοσθούν καθώς και οι θέσεις των προς εξέταση περιοχών.

Αφού προσδιοριστούν οι θέσεις, μετρούνται κατακόρυφες αποστάσεις, συνήθως από το επίπεδο του εδάφους. Οριζόντιες αποστάσεις πρέπει επίσης να μετρηθούν από μία καλώς ορισμένη θέση αναφοράς (π.χ. γωνία κάποιου συγκεκριμένου υποστυλώματος).

Όταν όλοι οι προγραμματισμένοι έλεγχοι έχουν ολοκληρωθεί, οι οπτικές παρατηρήσεις και τα αποτελέσματα των ελέγχων πρέπει να συνεκτιμηθούν έτσι ώστε να καθορισθεί επακριβώς η αιτία, η έκταση και η πιθανή περαιτέρω ανάπτυξη των βλαβών. Εάν ο επακριβής καθορισμός δεν είναι δυνατός, συμπληρωματικοί έλεγχοι πρέπει να επιλεγούν και να εκτελεστούν.

Εφόσον τα αποτελέσματα των ελέγχων δεν επαληθεύουν την αρχική υπόθεση για την αιτία των βλαβών, αυτή πρέπει να αναθεωρηθεί. Ενδέχεται να απαιτηθεί η εκτέλεση συμπληρωματικών ελέγχων για την επιβεβαίωση της αναθεωρημένης υπόθεσης.

#### **2.4 Μέθοδοι και όργανα διάγνωσης βλαβών**

Υπάρχει μεγάλη ποικιλία ελέγχων διάγνωσης βλαβών που χρησιμοποιούνται για τη διερεύνηση τόσο των μηχανικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος όσο και της διαβρωτικής δράσης ουσιών στο σκυρόδεμα και στο χάλυβα του οπλισμού. Οι έλεγχοι αποσκοπούν κυρίως στην εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος και στον προσδιορισμό περιοχών που χαρακτηρίζονται από μεγάλη διαπερατότητα, ρηγματώσεις, αποφλοιώσεις, μειωμένη πυκνότητα, κλπ. **Διακρίνουμε τέσσερις κύριες κατηγορίες ελέγχων:**

- Μη καταστροφικοί.
- Ημικαταστροφικοί.
- Επιτόπου χημικοί.
- Καθολική φόρτιση.

Εκτός από τις παραπάνω κύριες κατηγορίες ελέγχων διάγνωσης βλαβών, μία κατασκευή μπορεί επίσης να υποβληθεί και σε άλλους

συμπληρωματικούς ελέγχους για την εξαγωγή συμπερασμάτων όσον αφορά στην εμφάνιση βλαβών, όπως

- α) Έλεγχοι της γεωμετρίας των δομικών στοιχείων του φορέα:
  - Μετρήσεις των διαστάσεων των διατομών και του μήκους των μελών και των τελειωμάτων, όπως κατασκευάστηκαν.
  - Μετρήσεις του εύρους των ρωγμών στο σκυρόδεμα ή στη φέρουσα τοιχοποιία.
  - Μετρήσεις των παραμενουσών παραμορφώσεων (συνιστάται χρήση τοπογραφικών οργάνων).
- β) Έλεγχοι της θεμελίωσης και του εδάφους έδρασης:
  - Μέτρηση των διαστάσεων των θεμελιώσεων και αξιολόγηση με την εκσκαφή τάφρων ελέγχου.
  - Λήψη και εξέταση δειγμάτων υπεδάφους.

#### 2.4.1 Μη Καταστροφικοί Έλεγχοι

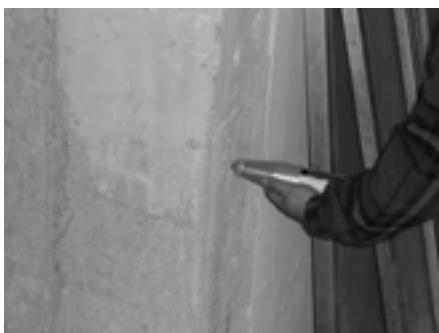
Οι κυριότεροι μη καταστροφικοί έλεγχοι για τον έλεγχο του σκυροδέματος μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι οι εξής:

1. **Οπτικός έλεγχος:** Μία γρήγορη και άμεση εκτίμηση της επιφανειακής κατάστασης του σκυροδέματος μπορεί να γίνει οπτικά. Χρησιμοποιείται κατά κανόνα για τον προσδιορισμό ρηγματώσεων, αποφλοιώσεων και άλλων επιφανειακών ατελειών. Πολλές φορές αυτός που διενεργεί τον έλεγχο χρησιμοποιεί μεγεθυντικό φακό, ηλεκτρικό φακό, κανόνα ή ρωγμοσκόπιο. Το ρωγμοσκόπιο είναι ένα μικροσκόπιο με εσωτερική κλίμακα που δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να ποσοτικοποιεί το εύρος ορατών επιφανειακών ρωγμών.  
Η εφαρμογή του ελέγχου είναι απλή και μικρού κόστους. Μπορεί να εντοπίσει τις προβληματικές περιοχές και έτσι, σε συνδυασμό με άλλες μεθόδους ελέγχου, ο οπτικός έλεγχος είναι πολύ αποδοτικός. Πάντως δεν μπορεί να ανιχνεύσει προβλήματα κάτω από την επιφάνεια του σκυροδέματος, δίνει υποκειμενικά αποτελέσματα και απαιτεί εξαιρετικά πεπειραμένο συνεργείο.
2. **Κρουσιμέτρηση:** Ο συνηθέστερος μη καταστροφικός έλεγχος είναι η κρουσιμέτρηση. Η μέθοδος βασίζεται στο συσχετισμό της σκληρότητας της επιφάνειας του σκυροδέματος με τη θλιπτική αντοχή του. Με τη μέθοδο αυτή προσδιορίζεται η σκληρότητα της επιφάνειας του σκυροδέματος ανάλογα με το ύψος αναπήδησης του



κρουσίμετρου. Η μέτρηση του δείκτη επιφανειακής σκληρότητας του σκυροδέματος έχει μικρότερο ποσοστό σφάλματος για ηλικίες σκυροδέματος μεταξύ 14 ημερών και 3 μηνών. Τα κρουσίμετρα (Σχήματα 2.8 και 2.9) είναι εύκολα στη χρήση και η μέθοδος είναι σχετικά απλή και αξιόπιστη.

Μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι απαιτούνται συχνές βαθμονομήσεις του οργάνου ανάλογα με τον τύπο τσιμέντου που πρόκειται να χρησιμοποιήσουμε, καθώς και την ποιότητα των αδρανών (σκληρά, μαλακά, κτλ.). Επίσης τα αποτελέσματα μπορούν να επηρεαστούν από τις επιφανειακές συνθήκες και τις διαστάσεις του σκυροδέματος. Συνήθως η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων είναι επαρκής μέχρι βάθος 30 mm. Γενικά πάντως συνιστάται η μέθοδος της κρουσιμέτρησης να συνδυάζεται με κάποια άλλη μέθοδο διάγνωσης βλαβών, όπως π.χ. τη μέθοδο της λήψης πυρήνων που αναφέρεται παρακάτω.



*Σχήμα 2.8.: Μέθοδος κρουσιμέτρησης.*



*Σχήμα 2.9.: Ηλεκτρονικό κρουσίμετρο με εκτυπωτή αποτελεσμάτων.*

Οι επιφάνειες που ελέγχονται με τη μέθοδο της κρουσιμέτρησης πρέπει να είναι απολύτως λείες, αφού έχει παρατηρηθεί ότι η αξιοπιστία του κρουσίμετρου είναι αυξημένη στις λείες επιφάνειες. Εκτός από τις ανώμαλες επιφάνειες, ακατάλληλες είναι επίσης αυτές που προκύπτουν από κοπή. Επίσης, συνιστάται οι μετρήσεις να γίνονται σε ξηρά στοιχεία γιατί η παρουσία υψηλού ποσοστού υγρασίας στο σκυρόδεμα του δοκιμίου έχει σαν αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση της αξιοπιστίας του οργάνου. Ένας πρόσθετος παράγοντας που μπορεί να επιφέρει μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ της πραγματικής αντοχής του σκυροδέματος και αυτής που υπολογίζεται με τη μέθοδο της κρουσιμέτρησης είναι το βάθος ενανθράκωσης. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος συνιστάται

η αφαίρεση μίας επιφανειακής στρώσης πάχους έως 5 mm από την επιφάνεια του δοκιμίου.

Κρουσίμετρα απλούστερης μορφής χρησιμοποιούνται επίσης για τον προσδιορισμό περιοχών του σκυροδέματος που έχουν μεγάλα εσωτερικά κενά. Οι περιοχές αυτές εντοπίζονται από τις αλλαγές στον ήχο που παράγει η αναπήδηση του οργάνου πάνω στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Οι έλεγχοι αυτού του είδους κατά κανόνα συνοδεύουν τους οπτικούς ελέγχους, αλλά τα αποτελέσματά τους δεν είναι ιδιαίτερα ακριβή, γι' αυτό και έχουν εκτοπιστεί από άλλες πιο αξιόπιστες μεθόδους. Σε κάθε περίπτωση απαιτούνται κατ' ελάχιστο οκτώ έλεγχοι κρουσιμέτρησης ανά όροφο και δεκαέξι ανά κτίριο.\*

3. *Χρήση υπερήχων*: Η ποιότητα και η ομοιομορφία του σκυροδέματος της κατασκευής μπορεί να εκτιμηθεί με την εκπομπή υπερήχων διαμέσου του σκυροδέματος και τη μέτρηση της ταχύτητάς τους (Σχήμα 2.10). Οι μετρούμενες τιμές εξαρτώνται από την υφή της επιφάνειας, την υγρασία και τη θερμοκρασία, το μήκος της διαδρομής, αλλά κυρίως είναι συνάρτηση του σπλισμού, των ενδεχόμενων εσωτερικών ατελειών και ρωγμών του σκυροδέματος, καθώς και της πυκνότητάς του.



Σχήμα 2.10.: Μέθοδος υπερήχων.

Η συσκευή των υπερήχων αποτελείται από μία γεννήτρια παραγωγής υπερηχητικών κυμάτων, από δύο κρυστάλλους που παίζουν το ρόλο του πομπού και του δέκτη και από ένα μετρητή του χρόνου που χρειάζεται ο υπέρηχος για να διανύσει το υπό εξέταση

---

\* ATC 40.

δοκίμιο σκυροδέματος. Προκειμένου να εξασφαλίσουμε ότι τα υπερηχητικά κύματα περνούν στο σύνολό τους μέσα από τη μάζα του σκυροδέματος, συνιστάται να τοποθετείται μεταξύ των κρυστάλλων και του σκυροδέματος μία λιπαντική ουσία, η οποία καλύπτει τις ατέλειες της εξωτερικής επιφάνειας του στοιχείου.

Η μέθοδος των υπερήχων είναι εξαιρετικά δημοφιλής όχι μόνο για τον εντοπισμό ατελειών (ρωγμές, πόροι, κτλ.) στη δομή του σκυροδέματος, αλλά επίσης για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής, του μέτρου ελαστικότητας, της σταθεράς του Poisson και της ποιότητας του σκυροδέματος. Επίσης, με τη μέθοδο των υπερήχων μπορούν να μετρηθούν αλλαγές που παρατηρούνται με την πάροδο του χρόνου στις ιδιότητες του σκυροδέματος των κατασκευών.

Στα πλεονεκτήματα της μεθόδου συμπεριλαμβάνονται το χαμηλό κόστος των οργάνων και η ευκολία στη χρήση τους. Στα μειονεκτήματα συγκαταλέγεται το γεγονός ότι η πυκνότητα και οι διαβαθμίσεις στο μέγεθος των αδρανών του σκυροδέματος μπορούν να επηρεάσουν τα αποτελέσματα.

4. *Μαγνητικές μέθοδοι:* Η δημιουργία μαγνητικού πεδίου από κατάλληλα βαθμονομημένες συσκευές χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της θέσης και της διαμέτρου του οπλισμού με σημείο αναφοράς την επιφάνεια του σκυροδέματος, καθώς επίσης και το πάχος της επικάλυψης του σκυροδέματος (Σχήμα 2.11). Διάφοροι τύποι κινητών επαναφορτιζόμενων συσκευών διατίθενται στο εμπόριο. Ανάλογα με τον τύπο τους, τα όργανα αυτά μπορούν να μετρήσουν την επικάλυψη με ένα σφάλμα της τάξης του  $\pm 10\%$  για βάθος μέχρι 180 mm.



*Σχήμα 2.11.: Μαγνητική μέθοδος.*

Αν και τα όργανα που χρησιμοποιούνται για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής είναι πολύ δημοφιλή, κυρίως γιατί είναι φορητά, ανιχνεύουν με ακρίβεια τη θέση της εξωτερικής στρώσης οπλισμού μόνο και, κατά συνέπεια, είναι περισσότερο αποδοτικά για τον εντοπισμό του οπλισμού πλακών με μία στρώση οπλισμού. Η αξιοπιστία τους μειώνεται στην περίπτωση πλακών οπλισμένων με πλέγμα ή δοκών και υποστυλωμάτων με περισσότερες από μία στρώσεις οπλισμού, καθώς και με την αύξηση του πάχους της επικάλυψης. Επίσης, όταν κάποια από τα συστατικά του σκυροδέματος (π.χ. ποζολάνες, άμμος, κτλ.) εμπειρίζουν μαγνητικά στοιχεία, οι μετρούμενες τιμές απαιτούν ειδική βαθμονόμηση.

5. *Μέτρηση του ηλεκτρικού δυναμικού σιδηροοπλισμού*: Η μέτρηση του ηλεκτρικού δυναμικού ράβδων οπλισμού σκυροδέματος αποτελεί κριτήριο του κινδύνου διάβρωσης του οπλισμού και ένδειξη πιθανών ηλεκτροχημικών αντιδράσεων που έχουν γίνει στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Η πλέον συνήθης πρακτική είναι η μέτρηση του δυναμικού με χρήση ηλεκτροδίου χαλκού / χαλκού – θειικού οξέος, το ένα άκρο του οποίου συνδέεται με βολτόμετρο και το άλλο με τη ράβδο του οπλισμού. Μία σειρά μετρήσεων μπορεί να εκτελεστεί σε κομβικά σημεία του φορέα έτσι ώστε να χαρτογραφηθεί η πιθανότητα διάβρωσης του οπλισμού. Ένα τέτοιο σύστημα μέτρησης του δυναμικού φαίνεται στο Σχήμα 2.12.



Παρόλο που η συγκεκριμένη μέθοδος είναι σχετικά απλή και οι μετρήσεις πραγματοποιούνται εύκολα στο πεδίο, δεν μπορεί να δώσει πληροφορίες για το βαθμό της διάβρωσης (όπως π.χ. ποσοστό απομείωσης της διατομής) ενώ ταυτόχρονα παρέχει ενδείξεις και όχι αποδείξεις διαβρωτικής δράσης.

*Σχήμα 2.12.: Όργανο μέτρησης ηλεκτρικού δυναμικού για τον προσδιορισμό του κινδύνου διάβρωσης ράβδων οπλισμού.*

6. *Ακτινογράφιση με ακτίνες “Χ” και “Γ”*: Οι ακτίνες “Χ” χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της θέσης ράβδων οπλισμού και την εξέταση της πυκνότητας και της σύστασης του σκυροδέματος. Με τη χρήση ακτίνων “Γ” μπορούν επίσης να εντοπιστούν κενά και να υπολογιστεί η διάμετρος των ράβδων.  
Ο εξοπλισμός μεταφέρεται εύκολα και τα αποτελέσματα είναι αξιόπιστα, αλλά το κόστος της μεθόδου είναι υψηλό. Ο έλεγχος δεν είναι ακριβής για πάχη σκυροδέματος μεγαλύτερα από 30 cm. Επιπλέον η αξιοπιστία των μετρήσεων μειώνεται με την παρουσία περισσοτέρων της μίας στρώσεων οπλισμού, ενώ απαιτείται πρόσβαση και στις δύο πλευρές του στοιχείου που πρόκειται να ελεγχθεί.
7. *Θερμογράφιση με υπέρυθη ακτινοβολία*: Μία πηγή υπέρυθρης ακτινοβολίας τοποθετείται στη μία πλευρά του υπό έλεγχο στοιχείου και η ροή υπέρυθρης ενέργειας καταγράφεται και αναλύεται. Τυχόν κενά ή ασυνέχειες στο σώμα του σκυροδέματος διαταράσσουν τη ροή της ακτινοβολίας και έτσι μπορούν να εντοπιστούν. Η μέθοδος χρησιμοποιείται κυρίως για την ανίχνευση διάβρωσης, εσωτερικών ρωγμών, κενών, αυξημένου πορώδους και αλλαγών στη σύσταση του σκυροδέματος. Αποτελεί συνήθη πρακτική για τη διερεύνηση του καταστρώματος γεφυρών μέσω μετρήσεων της ομοιόμορφης αύξησης ή μείωσης της επιφανειακής θερμοκρασίας 2 – 3 ώρες μετά την ανατολή ή δύση του ηλίου.  
Πλεονέκτημα της μεθόδου είναι η ακρίβεια των αποτελεσμάτων που δίνει και μειονέκτημα το σχετικά υψηλό κόστος του ειδικού εξοπλισμού που απαιτείται για τη διενέργειά της.
8. *Μέτρηση του ποσοστού υγρασίας με εκπομπή νετρονίων*: Ένα φορητό όργανο εκπέμπει ροή νετρονίων στο σώμα του στοιχείου και, καθώς η ταχύτητα της ακτινοβολίας μειώνεται με την υγρασία, το ποσοστό υγρασίας υπολογίζεται με μέτρηση της ταχύτητας των νετρονίων. Αποτελεί την πλέον αξιόπιστη μέθοδο για προσδιορισμό του ποσοστού υγρασίας του σκυροδέματος, αλλά το κόστος του φορητού οργάνου που χρησιμοποιείται για τη μέτρηση είναι ιδιαίτερα υψηλό.

#### **2.4.2 Ημικαταστροφικοί Έλεγχοι**

Είναι προφανές ότι υπάρχουν περιορισμοί στη βλάβη που επιτρέπεται να προκαλέσει ένας ημικαταστροφικός έλεγχος στην υπάρχουσα κατασκευή. Οι κυριότεροι από τους ελέγχους αυτούς είναι οι ακόλουθοι:

1. *Λήψη πυρήνων*: Επειδή η έμμεση εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος με μία από τις μη καταστροφικές μεθόδους που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη ενότητα ενδέχεται να περιέχει σημαντικό ποσοστό σφάλματος, όλοι οι διεθνείς κανονισμοί επιβάλλουν την παράλληλη λήψη πυρήνων από τα εξεταζόμενα με μη καταστροφικές μεθόδους μέλη της κατασκευής. Εκτός από τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, με την πυρηνοληψία μπορούμε να εξετάσουμε ακόμη τη γενική κατάσταση του σκυροδέματος της κατασκευής, τη θέση και το μέγεθος των ράβδων οπλισμού, την ύπαρξη ρωγμών ή άλλων αστοχιών στη μάζα του σκυροδέματος, την αποτελεσματικότητα προγενέστερων επεμβάσεων, κτλ. Από τους πυρήνες μπορούν επίσης να αντληθούν πληροφορίες για το είδος των αδρανών, την ύπαρξη χλωριόντων και την πιθανή διάβρωση του οπλισμού.

Οι πυρήνες σκυροδέματος ('καρότα') λαμβάνονται από την κατασκευή με χρήση ειδικού διατρητικού μηχανήματος. Η διάμετρος των αποκοπτόμενων πυρήνων πρέπει να είναι 10 έως 15 cm, αλλά σε κάθε περίπτωση τριπλάσια του μεγέθους του μεγίστου αδρανούς που χρησιμοποιήθηκε για την παρασκευή του εξεταζόμενου σκυροδέματος. Όσον αφορά στην τιμή του λόγου του ύψους προς τη διάμετρο του πυρήνα, αυτή μπορεί να κυμαίνεται από 0.95 έως 2.0, με τις μικρότερες τιμές να αντιστοιχούν στην περίπτωση λήψης πυρήνων από πλάκες. Επίσης, η ελάχιστη απόσταση των πυρήνων από τις ακμές του εξεταζόμενου στοιχείου πρέπει να είναι 8 cm.

Μετά τη λήψη τους, οι κυλινδρικοί πυρήνες υποβάλλονται σε εργαστηριακούς ελέγχους για τον προσδιορισμό διαφόρων ιδιοτήτων του σκυροδέματος, συμπεριλαμβανομένης της θλιπτικής του αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας. Ο ελάχιστος αριθμός πυρήνων που συνήθως απαιτούνται για έλεγχο της θλιπτικής αντοχής είναι τρεις, ενώ μπορεί να φθάσει και τους δώδεκα σε περίπτωση επανελέγχου. Επειδή συχνά ορισμένοι πυρήνες αστοχούν, συνιστάται να λαμβάνονται δύο επιπλέον εφεδρικοί πυρήνες. Οι αμερικανικές οδηγίες *ATC 40* συνιστούν τη λήψη δύο πυρήνων ανά όροφο και όκτω πυρήνων κατ' ελάχιστο ανά κτίριο, εκτός εάν τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζουν σημαντική διασπορά, οπότε απαιτείται η λήψη επιπλέον δοκιμίων.

Κατά κανόνα η λήψη πυρήνων συνοδεύεται από αποκάλυψη του οπλισμού, μέρος του οποίου μπορεί στη συνέχεια να απομακρυνθεί για μέτρηση των ιδιοτήτων του. Στην περίπτωση που ο πυρήνας περιέχει ράβδο οπλισμού συνιστάται να μην ελέγχεται σε θλίψη, γιατί η ράβδος προκαλεί μείωση της αντοχής του σκυροδέματος.

Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν σημαντικά τα αποτελέσματα της πυρηνοληψίας είναι η θέση του πυρήνα καθ' ύψος του δοκιμίου, καθώς και η διεύθυνση κοπής των πυρήνων ως προς τη διεύθυνση σκυροδέτησης των εξεταζόμενων δομικών στοιχείων.

Η μέθοδος λήψης πυρήνων είναι η πλέον αξιόπιστη και διαδεδομένη για τον έλεγχο των ιδιοτήτων του σκυροδέματος υπαρχουσών κατασκευών. Τα κυριότερα μειονεκτήματα της μεθόδου είναι το σχετικά υψηλό κόστος του εξοπλισμού και η δυσκολία λήψης δοκιμίων από κατακόρυφα στοιχεία, π.χ. υποστυλώματα και τοιχώματα. Ειδική προσοχή συνιστάται κατά τη λήψη των πυρήνων έτσι ώστε να μη βλαφτεί η κατασκευή σε τέτοιο βαθμό που να επηρεαστεί η φέρουσα ικανότητά της. Φορητά διατρητικά μηχανήματα (Σχήμα 2.13) διατίθενται στο εμπόριο, έτσι ώστε να είναι δυνατή η λήψη των δοκιμίων ακόμη και από δύσκολα για τη λήψη πυρήνων στοιχεία, όπως η κάτω παρειά μιας πλάκας.



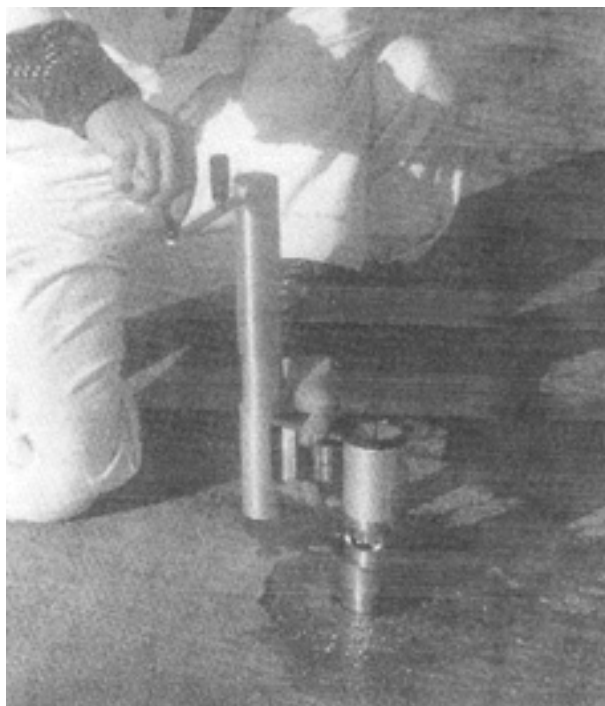
*Σχήμα 2.13.: Σύστημα λήψης πυρήνων σκυροδέματος.*

2. *Χρήση εξολκεία:* Η μέθοδος χρησιμοποιείται για την επιτόπου μέτρηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Βασίζεται στο συσχετισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος με τη δύναμη που απαιτείται για την εξαγωγή ενός ειδικού μπουλονιού από την επιφάνειά του. Αντί για μπουλόني μπορεί να χρησιμοποιηθεί κυκλική μεταλλική πλάκα, η οποία συγκολλάται στην επιφάνεια του σκυροδέματος και στη συνέχεια εφελκύεται από ειδικό όργανο έως ότου προκληθεί θραύση του σκυροδέματος (Σχήμα 2.14). Εκτός από τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, η οποία προκύπτει με χρήση ειδικών διαγραμμάτων, η μέθοδος αυτή

χρησιμοποιείται επίσης για τον προσδιορισμό της αντοχής της συγκόλλησης διαφόρων επικαλύψεων στο σκυρόδεμα.

Το πλεονέκτημα της μεθόδου του εξολκέα σε σχέση με τη λήψη και εξέταση πυρήνων είναι ότι μπορεί να εκτελεστεί πολύ πιο γρήγορα δίνοντας στις περισσότερες περιπτώσεις ικανοποιητικής ακρίβειας αποτελέσματα.

Παραλλαγή της μεθόδου αυτής είναι η εισαγωγή μεταλλικής ράβδου στο σκυρόδεμα με ειδικό όργανο και ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος από το βάθος διείσδυσης της ράβδου. Σε σύγκριση με τη μέθοδο του εξολκέα είναι φθηνότερη και απλούστερη, αλλά λιγότερο αξιόπιστη.



*Σχήμα 2.14.: Όργανο που χρησιμοποιείται στη μέθοδο του εξολκέα.*

3. *Έλεγχος ράβδων οπλισμού σε εφελκυσμό:* Αφού απομακρυνθεί το υπάρχον σκυρόδεμα, αποκόπτεται τμήμα ράβδου μήκους 30 cm. Το δοκίμιο υποβάλλεται σε έλεγχο αξονικού εφελκυσμού και προσδιορίζονται η αντοχή, η επιμήκυνση, κτλ. Η μέθοδος χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής των ράβδων του οπλισμού. Αποτελεί την πλέον αξιόπιστη μέθοδο προσδιορισμού των μηχανικών ιδιοτήτων



του χάλυβα. Στα μειονεκτήματά της συγκαταλέγονται το μεγάλο σχετικά κόστος και ο σημαντικός χρόνος που απαιτείται για την εκτέλεση του ελέγχου.

4. *Μέθοδος της πετρογραφικής ανάλυσης:* Αφού ληφθούν πυρήνες σκυροδέματος, τμήματά τους αποκόπτονται, καθαρίζονται και εξετάζονται κάτω από μικροσκόπιο μεγάλης ανάλυσης για τον προσδιορισμό των χημικών και φυσικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος. Με τη μέθοδο αυτή εντοπίζονται χημικά ενεργά αδρανή και βλαβερές προσμίξεις στο σκυρόδεμα. Μπορεί επίσης να υπολογιστεί το βάθος ενανθράκωσης και το εύρος των ρωγμών του σκυροδέματος. Η μέθοδος είναι εξαιρετικά αξιόπιστη αλλά απαιτεί ειδικό εξοπλισμό και εκπαιδευμένο συνεργείο.

### **2.4.3 Επιτόπου Χημικοί Έλεγχοι**

Οι *επιτόπου χημικοί έλεγχοι* σχετίζονται κυρίως με τη διάρκεια ζωής του σκυροδέματος. Ενδεικτικά αναφέρονται οι ακόλουθοι:

1. *Έλεγχος του βάθους ενανθράκωσης:* Η επιφανειακή ενανθράκωση του σκυροδέματος έχει ως αποτέλεσμα την απώλεια της αλκαλικής προστασίας της επικάλυψης σε διάβρωση. Το διοξείδιο του άνθρακα της ατμόσφαιρας αντιδρά με τα ενυδατωμένα συστατικά του τσιμέντου προκαλώντας μείωση του pH και της αλκαλικότητας του σκυροδέματος. Αυτή η διαδικασία είναι γνωστή ως ενανθράκωση. Το βάθος της ενανθράκωσης μετριέται με εφαρμογή στην επιφάνεια του σκυροδέματος διαλύματος φαινολοφθαλείνης. Το χρώμα του σκυροδέματος μεταβάλλεται σε βιολετί όταν η τιμή του pH είναι μεγαλύτερη από 9.5. Το χρώμα της επιφάνειας του σκυροδέματος μετά τον ψεκασμό συγκρίνεται με κατηγοριοποιημένα αποτελέσματα ελέγχων που υποδεικνύουν τις περιοχές σοβαρής ενανθράκωσης. Στις περιοχές αυξημένης οξύτητας, το pH μειώνεται κάτω από εννέα και το σκυρόδεμα δεν αλλάζει χρώμα.
2. *Έλεγχος χλωριόντων:* Ο έλεγχος περιλαμβάνει ανάλυση δείγματος σκυροδέματος για τον προσδιορισμό της ποσότητας των χλωριόντων. Η παρουσία υδατοδιαλυτών χλωριόντων πέρα από ένα συγκεκριμένο όριο στο σκυρόδεμα (0.20% ανά μονάδα βάρους χλωριόντος σε μείγμα σκυροδέματος) θεωρείται σοβαρή ένδειξη διάβρωσης για κατασκευές από σκυρόδεμα. Η μέθοδος είναι γρήγορη και χαμηλού κόστους. Παρόλ' αυτά η εφαρμογή της σε κατασκευές είναι σχετικά πρόσφατη.

## **2.5 Έλεγχοι καθολικής φόρτισης**

Η καθολική φόρτιση είναι συχνά το έσχατο μέσο για την αξιολόγηση κατασκευών των οποίων τα αρχικά σχέδια δεν είναι διαθέσιμα και η φέρουσα ικανότητα είναι ασαφής. Οι κατασκευές που κατά κανόνα υποβάλλονται σε καθολική φόρτιση είναι αυτές από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς οι ιδιότητες των δομικών στοιχείων από δομικό χάλυβα και ξύλο μπορούν ευκολότερα να μετρηθούν επιτόπου, ενώ αντίθετα ο προσδιορισμός της σύστασης και της ποιότητας του σκυροδέματος δεν είναι τόσο απλός. Ακόμα και για τον υπολογισμό του πάχους του σκυροδέματος και των αποστάσεων των ράβδων οπλισμού απαιτείται η εφαρμογή μιας από τις μεθόδους που αναφέρθηκαν παραπάνω. Επίσης η ανάλυση φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν μελετηθεί με βάση τις προδιαγραφές παλαιότερων κανονισμών είναι δύσκολη ακόμα και αν υπάρχουν τα αρχικά σχέδια. Η μέθοδος της καθολικής φόρτισης εφαρμόζεται συνήθως σε πλαισιακούς φορείς με εμφανή ίχνη φθοράς και σε κατασκευές που η ανάλυση υποδεικνύει ότι υπάρχει υπέρβαση επιτρεπόμενων τάσεων υπό δεδομένη φόρτιση.

Η φόρτιση της κατασκευής γίνεται με μικροδονήσεις ή άλλες αποδεκτές μεθόδους διέγερσης, καθώς επίσης και αρμονικές δονήσεις. Στη συνέχεια υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής (θεμελιώδης ιδιοπερίοδος και απόσβεση) ή κάποιου επιμέρους τμήματός της, τα οποία μπορούν να δώσουν σημαντικές πληροφορίες για το επίπεδο των βλαβών. Κατακόρυφη στατική φόρτιση μπορεί επίσης να αποδειχθεί χρήσιμη σε ορισμένες περιπτώσεις, κυρίως για τη μέτρηση μετακινήσεων και παραμορφώσεων των μελών της κατασκευής.

## **2.6 Απαιτούμενα στοιχεία για την αξιολόγηση της κατασκευής**

Η εμπειριστατωμένη αξιολόγηση της επάρκειας μιας κατασκευής να φέρει σεισμικά φορτία εξαρτάται άμεσα από τις διατιθέμενες πληροφορίες για την πραγματική κατάσταση της κατασκευής. Εκτός από τα αποτελέσματα των μεθόδων διάγνωσης βλαβών που προαναφέρθηκαν, οι διατιθέμενες πληροφορίες μπορούν να περιλαμβάνουν έγγραφα σχετικά με την αρχική μελέτη της κατασκευής, όπως είναι σχέδια ξυλοτύπων, τεύχη υπολογισμών και τεχνικές εκθέσεις, καθώς επίσης και επιτόπου παρατηρήσεις. Το εύρος του απαιτούμενου πληροφοριακού υλικού διαφέρει από κτίριο σε κτίριο και εξαρτάται από τη διαθεσιμότητα σχεδίων αλλά και το αν η αξιολόγηση αφορά στην προμελέτη, στην οριστική μελέτη ή στη μελέτη εφαρμογής της ανασχεδιασμένης κατασκευής. Σε κάθε περίπτωση οι απολύτως απαραίτητες πληροφορίες είναι οι ακόλουθες:

- Γεωμετρία της κατασκευής και κατανομή της συνολικής μάζας, συμπεριλαμβανομένων των αρχιτεκτονικών και των μηχανολογικών στοιχείων.
- Διαμόρφωση του φέροντος οργανισμού ανάληψης σεισμικών φορτίων, δηλαδή πλαισιακών φορέων, διατμητικών τοιχωμάτων, διαφραγμάτων και θεμελίωσης, καθώς και σύνδεση των στοιχείων αυτών μεταξύ τους.
- Διαμόρφωση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού, συμπεριλαμβανομένων των διαστάσεων των μελών, της θέσης και της διαμέτρου των οπλισμών, της απόστασης μεταξύ των συνδετήρων, της θέσης σύνδεσης οπλισμών με παράθεση και της επικάλυψης του σκυροδέματος.
- Ιδιότητες των υλικών της κατασκευής, όπως είναι το σκυρόδεμα και ο χάλυβας των οπλισμών.
- Αγκύρωση των στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού.

Εφόσον η αξιολόγηση πρόκειται να χρησιμοποιηθεί σε φάση προμελέτης και διατίθενται κατασκευαστικά σχέδια της υφιστάμενης κατασκευής, οι απαιτούμενες πληροφορίες περιλαμβάνουν: (α) την οπτική εκτίμηση της συνολικής κατάστασης του κτιρίου, (β) την αποτίμηση του αρχικού φορέα και των πιθανών αλλαγών που έχει υποστεί, καθώς και (γ) την εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης των στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Εάν δεν υπάρχουν κατασκευαστικά σχέδια, απαιτείται επιπλέον αναλυτική αποτύπωση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού, περιορισμένη λήψη πυρήνων και έλεγχος της ποιότητας των αδρανών του σκυροδέματος.

Σε περίπτωση που η αξιολόγηση αφορά στη φάση της οριστικής μελέτης ανασχεδιασμού της κατασκευής και υπάρχουν αναλυτικά σχέδια του τρόπου κατασκευής του φορέα, πρέπει να γίνει: (α) πρόχειρη οπτική εκτίμηση της συνολικής κατάστασης του κτιρίου, (β) αποτίμηση του αρχικού φορέα και καταγραφή των πιθανών αλλαγών που έχει υποστεί, (γ) εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης των στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού, (δ) λήψη πυρήνων, (ε) κρουσιμέτρηση, (στ) εξέταση της ποιότητας των αδρανών του σκυροδέματος κάθε πυρήνα, (ζ) επαλήθευση της θέσης των οπλισμών, (η) διερεύνηση της σύνδεσης των στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού που συμβάλλουν στην ανάληψη σεισμικών φορτίων με το φορέα και (θ) διερεύνηση της κατάστασης του οπλισμού, π.χ. με μέτρηση του ηλεκτρικού δυναμικού, με έλεγχο ράβδων οπλισμού σε εφελκυσμό, κτλ. Εφόσον δεν διατίθενται σχέδια πρέπει, όμοια με την περίπτωση της προμελέτης, να γίνει επίσης αναλυτική αποτύπωση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Spyrakos, C.C., Ermopoulos, J., Raftoyiannis, J. (2004), Condition assessment and retrofit of a historic steel-truss railway bridge, *Journal of Constructional Steel Research*, υπό έκδοση.
2. Bhalla, S., Soh, C.K. (2004), High frequency piezoelectric signatures for diagnosis of seismic/blast induced structural damages, *NDT&E International*, **37**, 1, pp. 23-33.
3. Huang, C.S., Hung, S.L., Wen, C.M. (2003), A neural network approach for structural identification and diagnosis of a building from seismic response data, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**, 2, pp. 187-206.
4. Prassianakis, I.N., Sideridis, E., Vamvakousis, A. (2003), The characterisation of old concrete using destructive and the ultrasonic non-destructive testing methods, *Insight*, **45**, 12, pp. 827-830.
5. Shaw, R.E. (2002), Ultrasonic testing procedures, technician skills, and qualifications, *Journal of Materials in Civil Engineering*, **14**, 1, pp. 62-67.
6. Newman, A. (2001), *Structural Renovation of Buildings: Methods, Details, and Design Examples*, McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chapter 2.
7. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000), *Τεχνική Έκθεση: Καταγραφή Αιτίων σε Τοπικές Βλάβες από το Σεισμό των Αθηνών της 7<sup>ης</sup> Σεπτεμβρίου 1999*.
8. Eurocode 8 (1998), Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 1-4: Strengthening and Repair of Buildings.
9. Benedetti, D., Carydis, P., Pezzoli, P. (1998), Shaking table tests on 24 simple masonry buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **27**, 1, pp. 67-90.
10. Ohi, K., Takanashi, K. (1998), Seismic diagnosis for rehabilitation and upgrading of steel gymnasiums, *Engineering Structures*, **20**, 4-6, pp. 533-539.
11. American Technology Council (1996), ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report No. SSC 96-01, Volume 1, Chapter 5, November.
12. Chen, H.L., Spyrakos, C.C., Venkatesh, G. (1995), Evaluating structural deterioration by dynamic response, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **121**, 8, pp. 1197-1204.
13. Raina, V.K. (1994), *Concrete Bridges: Inspection, Repair, Strengthening, Testing, Load Capacity Evaluation*, McGraw-Hill Companies, Inc., New Delhi, Chapter 15.

# Κεφάλαιο 3

---

## ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

---

### 3.1 Εισαγωγή: Μέθοδοι ανάλυσης υφιστάμενων κατασκευών

#### 3.1.1 Ορισμός Βασικών Εννοιών

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς μίας υφιστάμενης κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού και τη λήψη αποφάσεων που αφορούν σε ενδεχόμενη ενίσχυσή της είναι απαραίτητο να προηγηθεί ανάλυση για να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις των στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Με την ανάλυση εξετάζεται εάν η κατασκευή ανταποκρίνεται στους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού που έχουν οριστεί από τον Κύριο του Έργου ή την υπεύθυνη Δημόσια Αρχή σε περίπτωση δημοσίων κτισμάτων, μνημείων, κτλ. Οι στόχοι αυτοί προκύπτουν με βάση την επιλεγείσα *στάθμη επιτελεστικότητας*, δηλαδή την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη *σεισμική δράση σχεδιασμού*, δηλαδή τη σεισμική δράση με δεδομένη αποδεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια της συμβατικής ζωής του έργου, και μεταφράζονται σε συγκεκριμένα κριτήρια που πρέπει να ικανοποιούνται από τα δομικά στοιχεία.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής διακρίνονται με βάση το είδος και το επίπεδο των βλαβών που αναπτύσσονται στην κατασκευή, δηλαδή στο φέροντα και μη φέροντα οργανισμό, από το σεισμό σχεδιασμού και είναι οι ακόλουθες:

- *A' στάθμη: σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό.* Η κύρια λειτουργία της κατασκευής δεν διακόπτεται ούτε κατά τη διάρκεια ούτε μετά το σεισμό σχεδιασμού. Οι βλάβες στο φέροντα οργανισμό περιορίζονται σε αραιές τριχοειδείς ρωγμές. Αντίστοιχα, οι βλάβες στο μη φέροντα οργανισμό είναι ελάχιστες.
- *B' στάθμη: προστασία ζωής και περιορισίας των ενοίκων.* Παρουσιάζονται επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό και μη ουσιώδεις φθορές στο μη φέροντα οργανισμό. Αυτή η στάθμη

επιτελεστικότητας επιτρέπει εξαιρετικά μικρή πιθανότητα απειλής της σωματικής ακεραιότητας των χρηστών. Επιτρέπει επίσης την εμφάνιση βλαβών στον ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό καθώς και σε διακοσμητικά αρχιτεκτονικά στοιχεία και περιορισμένη πιθανότητα πτώσης μη αγκυρούμενων αντικειμένων.

- *Γ' στάθμη: αποφυγή κατάρρευσης.* Οι βλάβες στο φέροντα οργανισμό κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού αναμένεται να είναι εκτεταμένες και, κατά κανόνα, μη επισκευάσιμες, παρόλ' αυτά ο φορέας διατηρεί έστω και οριακά τη φέρουσα ικανότητά του έναντι κατακορύφων φορτίων, χωρίς να εξασφαλίζει περιθώριο αντοχής για αποφυγή κατάρρευσης σε μετασεισμό. Παρουσιάζονται εκτεταμένες βλάβες στο μη φέροντα οργανισμό που θέτουν σε κίνδυνο τη σωματική ακεραιότητα των χρηστών. Πάντως για προσαρτήματα υψηλού κινδύνου που πληρούν τις αντίστοιχες προϋποθέσεις του αντισεισμικού κανονισμού\* δεν υπάρχει κίνδυνος πτώσης σε χώρους συνάθροισης του κοινού.

Αξίζει να σημειωθεί ότι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των περισσότερων συνήθων οικοδομικών έργων, που αντιστοιχούν σε κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 με βάση τον *Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000)*, επιλέγεται η δεύτερη στάθμη επιτελεστικότητας. Για κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας συνιστάται η υιοθέτηση αυστηρότερων κριτηρίων επιτελεστικότητας σε συνεργασία με τον Κύριο του Έργου.

Το επίπεδο της σεισμικής δράσης σχεδιασμού για την ανάλυση της κατασκευής καθορίζεται με βάση διάφορα οικονομικοκοινωνικά κριτήρια, όπως είναι η σπουδαιότητα του κτιρίου, οι επιπτώσεις από ενδεχόμενη διακοπή της λειτουργίας του και οι διαθέσιμοι οικονομικοί πόροι για την ενίσχυσή του. Για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης χρησιμοποιούνται είτε φάσματα σχεδιασμού, είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων.

Ανάλογα με την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας και θεωρώντας ότι η συμβατική διάρκεια ζωής μίας κατασκευής είναι 50 έτη, η σεισμική δράση σχεδιασμού μπορεί να έχει πιθανότητα υπέρβασης είτε 10% στα 50 έτη είτε 50% στα 50 έτη. Η πρώτη πιθανότητα υπέρβασης αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 έτη, ενώ η δεύτερη σε περίοδο επαναφοράς 72 έτη. Για κατασκευές ιδιαίτερης σπουδαιότητας, ως σεισμός σχεδιασμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί και δράση με πιθανότητα υπέρβασης 5% στα 50 χρόνια. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι σεισμικές δράσεις που υπολογίζονται με βάση τον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης αντιστοιχούν σε πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη. Οι σεισμικές δράσεις για πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 έτη

---

\* §4.2.3 του ΕΑΚ 2000.

προσδιορίζονται με χρήση κάποιας από τις επιστημονικά αποδεκτές μεθόδους της σεισμολογίας. Απλοποιητικά μπορούν να λαμβάνονται ίσες με το 50% αυτών που αντιστοιχούν σε πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη.

Πριν την επιλογή των κριτηρίων επιτελεστικότητας είναι απαραίτητο να γίνει ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής που φορτίζονται λόγω των μετακινήσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή από τα σεισμικά φορτία σε *πρωτεύοντα* και *δευτερεύοντα*.

Ως πρωτεύοντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν ουσιαστικά στην αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση. Πρωτεύοντα στοιχεία είναι τα υποστυλώματα, τα τοιχώματα, κτλ. Όλα τα υπόλοιπα στοιχεία, όπως π.χ. οι τοίχοι πλήρωσης, τα φυτευτά υποστυλώματα, κτλ., χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Ο χαρακτηρισμός ενός στοιχείου ως δευτερεύοντος αποδίδεται σε στοιχεία των οποίων η συνεισφορά στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, είτε δεν είναι σημαντική, είτε δεν μπορεί να καθοριστεί με βεβαιότητα λόγω χαμηλής δυσκαμψίας, αντοχής ή πλαστιμότητας. Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα επιτρέπει στο μηχανικό να διακρίνει τη συμπεριφορά των στοιχείων που είναι κρίσιμα για την αποφυγή της κατάρρευσης λόγω σεισμού, από τη συμπεριφορά αυτών που δεν είναι κρίσιμα. Για μία δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, οι περιορισμοί που ισχύουν για τα πρωτεύοντα στοιχεία όσον αφορά στα μεγέθη πλαστικής στροφής και απομένουσας αντοχής, είναι πολύ αυστηρότεροι από αυτούς που ισχύουν για τα δευτερεύοντα, τα οποία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες παραμορφώσεις και βλάβες. Σε κάθε περίπτωση βέβαια η ικανότητα των δευτερευόντων στοιχείων, όπως τα φυτευτά υποστυλώματα, να παραλαμβάνουν τα φορτία βαρύτητας που φέρουν για τη μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση, πρέπει να είναι εξασφαλισμένη.

### 3.1.2 Μέθοδοι Ανάλυσης

Οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι οι ακόλουθες:

- *Ελαστική στατική.*
- *Ελαστική δυναμική.*
- *Ανελαστική στατική.*
- *Ανελαστική δυναμική.*

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης – παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα

εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Η ελαστική στατική ανάλυση και η ελαστική δυναμική ανάλυση αντιστοιχούν στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο και στη δυναμική φασματική μέθοδο σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, όπως ο *EAK 2000*.

Η ανελαστική στατική ανάλυση, που συχνά καλείται και μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων, χρησιμοποιεί απλοποιημένες τεχνικές προσέγγισης της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα για την εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν η κατασκευή υπόκειται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση χρονοϊστορίας, αποτελεί μεν την πιο πλήρη και ρεαλιστική μέθοδο ανάλυσης, αλλά ταυτόχρονα απαιτεί σημαντική κριτική ικανότητα και εμπειρία του μηχανικού που διενεργεί τον έλεγχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής, καθώς και αξιόπιστη γνώση των μηχανικών ιδιοτήτων των δομικών υλικών. Για τους λόγους αυτούς, σε συνδυασμό με την αυξημένη της πολυπλοκότητα, δεν κρίνεται πρακτική για γενική χρήση.

Η ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης μπορούν μεν να δώσουν μία καλή ένδειξη της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δεν μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών επιτρέπει καλύτερη εποπτεία και κατανόηση της συμπεριφοράς μίας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς, για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά. Με τον τρόπο αυτό αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που υιοθετούνται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Λόγω του ότι υπάρχει εν γένει εξοικείωση του μηχανικού με τις ελαστικές μεθόδους, οι ενότητες που ακολουθούν επικεντρώνονται στις ανελαστικές μεθόδους και συγκεκριμένα στην απλούστερη από αυτές, δηλαδή την ανελαστική στατική ανάλυση.

### 3.2 Βασικές έννοιες της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Σε αυτή την ενότητα αναπτύσσονται δύο σημαντικές έννοιες που σχετίζονται με την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης: η *απαίτηση* και η *ικανότητα*. Η συμπεριφορά της κατασκευής εξαρτάται από

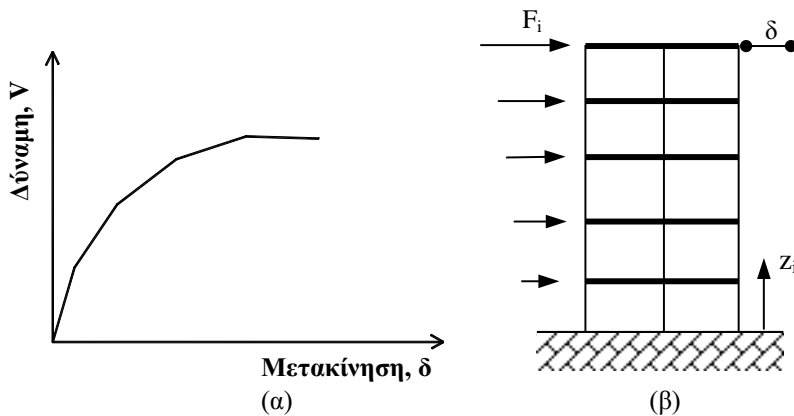


τον τρόπο με τον οποίο η ικανότητα μπορεί να ανταποκρίνεται στην απαίτηση. Πιο συγκεκριμένα, η κατασκευή πρέπει να έχει την ικανότητα να αντιστέκεται στην απαίτηση που επιβάλλει η σεισμική δράση, έτσι ώστε η συμπεριφορά της να είναι συμβατή με τους στόχους του ανασχεδιασμού.

Οι απλοποιημένες ανελαστικές αναλυτικές μέθοδοι που βασίζονται στη μέθοδο ελέγχου των μετακινήσεων απαιτούν τον προσδιορισμό τριών πρωταρχικών παραμέτρων: της *ικανότητας*, της *απαίτησης σε μετακίνηση* και της *συμπεριφοράς*. Οι παράμετροι αυτές αναπτύσσονται διεξοδικά στις παραγράφους που ακολουθούν.

**(α) Ικανότητα.** Η συνολική ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την επιμέρους ικανότητα των δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό. Προκειμένου να προσδιοριστεί η ικανότητα πέρα από το όριο διαρροής, απαιτείται κάποιας μορφής ανελαστική ανάλυση, όπως η μέθοδος σταδιακού ελέγχου των μετακινήσεων (ΣΕΜ - pushover analysis). Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί μία σειρά από διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις για την προσέγγιση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Καθεμία από τις αναλύσεις αυτές αποτελεί ένα ξεχωριστό υπολογιστικό βήμα. Τα αποτελέσματα κάθε ανάλυσης προστίθενται στα αποτελέσματα της προηγούμενης έτσι ώστε να προσεγγιστεί το συνολικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης,  $V$ , – μετακίνησης στην κορυφή της κατασκευής,  $\delta$ , η οποία ονομάζεται καμπύλη ικανότητας (Σχήμα 3.1). Μετά από κάθε ελαστική ανάλυση το αναλυτικό προσομοίωμα της κατασκευής τροποποιείται κατάλληλα, ώστε να ληφθεί υπόψη η πραγματική εντατική κατάσταση και η μείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Εφαρμόζεται μία νέα κατανομή μονοτονικά αυξημένων πλευρικών φορτίων και η ελαστική ανάλυση επαναλαμβάνεται μέχρι να διαρρεύσει μία νέα ομάδα δομικών στοιχείων. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται έως ότου η κατασκευή γίνει ασταθής ή η συνολική μετακίνηση της κατασκευής γίνει ίση με μία προκαθορισμένη οριακή τιμή.

**(β) Απαίτηση σε Μετακίνηση.** Η κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού προκαλεί στις κατασκευές σύνθετες οριζόντιες μετακινήσεις που μεταβάλλονται με το χρόνο. Η παρακολούθηση αυτών των μετακινήσεων σε κάθε χρονικό βήμα έτσι ώστε να καθοριστούν οι απαιτήσεις σχεδιασμού είναι πολύ δύσκολη. Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης χρησιμοποιούν πλευρικά κατανεμημένα φορτία για να αναπαραστήσουν τη σεισμική δράση. Στις ανελαστικές μεθόδους χρησιμοποιείται ως συνθήκη σχεδιασμού ένα σύνολο πλευρικών μετακινήσεων. Για μία δεδομένη κατασκευή και εδαφική κίνηση, η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής.



Σχήμα 3.1.: (α) Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. (β) Καθ' ύψος κατανομή πλευρικού φορτίου

(γ) **Συμπεριφορά.** Από τη στιγμή που έχουν καθοριστεί η καμπύλη ικανότητας και η απαίτηση σε μετακίνηση, μπορεί να γίνει ο έλεγχος συμπεριφοράς της κατασκευής. Με τον έλεγχο συμπεριφοράς εξασφαλίζεται ότι τα φέροντα, αλλά και τα μη φέροντα στοιχεία (π.χ. τοίχοι πλήρωσης), εφόσον έχουν συμπεριληφθεί στο προσομοίωμα της κατασκευής, δεν έχουν υποστεί βλάβες πέρα από τα επιτρεπτά όρια για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, όταν υποβάλλονται στις εντάσεις και μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην απαίτηση σε μετακίνηση.

### 3.3 Μέθοδοι ανελαστικής στατικής ανάλυσης

#### 3.3.1 Μέθοδοι Προσδιορισμού Ικανότητας

Όπως προαναφέρθηκε, η ικανότητα της κατασκευής απεικονίζεται με μία καμπύλη ικανότητας (Σχήμα 3.1). Η καμπύλη δύναμης – μετακίνησης του Σχήματος 3.1α καταγράφει τη μεταβολή της τέμνουσας βάσης καθώς μεταβάλλεται η μετακίνηση στην κορυφή του κτιρίου για σταδιακή αύξηση του καθ' ύψος κατανομημένου πλευρικού φορτίου, Σχήμα 3.1β.

Πρέπει να σημειωθεί, ότι η καμπύλη ικανότητας κατασκευάζεται με βάση την παραδοχή, ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή της ταλάντωσης είναι δεσπόζουσα όσον αφορά στη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Η παραδοχή αυτή είναι γενικά ορθή για κτίρια με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους έως 1 sec. Για περισσότερο εύκαμπτα κτίρια, πρέπει κατά κανόνα να συμπεριληφθεί και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στην ανάλυση.

Σύμφωνα με δόκιμες συστάσεις επεμβάσεων, όπως οι FEMA 356, προκειμένου να καθοριστεί εάν οι ανώτερες ιδιομορφές είναι σημαντικές, απαιτείται μία δυναμική φασματική ανάλυση στην οποία θα λαμβάνονται

υπόψη όλες οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν αθροιστικά τουλάχιστον στο 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής συγκρίνονται με τα αντίστοιχα αποτελέσματα μίας δεύτερης δυναμικής φασματικής ανάλυσης με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή. Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών πρέπει να θεωρείται σημαντική εφόσον η τέμνουσα που προκύπτει σε κάθε όροφο από την πρώτη ανάλυση ξεπερνά το 130% της αντίστοιχης τέμνουσας από τη δεύτερη ανάλυση. Στην περίπτωση που η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, η στατική ανελαστική ανάλυση πρέπει να γίνεται σε συνδυασμό με μία ελαστική δυναμική ανάλυση και η κατασκευή να ικανοποιεί τα κριτήρια επιτελεστικότητας που καθορίζονται και για τις δύο αναλύσεις, με τη διαφορά ότι τα κριτήρια επιτελεστικότητας της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης επιτρέπεται να αυξάνονται κατά 33%.

Προκειμένου να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας απαιτείται αρχικά να γίνει το αναλυτικό προσομοίωμα της κατασκευής και να κατηγοριοποιηθούν τα δομικά στοιχεία σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα με βάση τα κριτήρια που καθορίστηκαν στην §3.1.1. Η σχέση δύναμης – μετακίνησης όλων των στοιχείων πρέπει να περιλαμβάνεται με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια στο προσομοίωμα μέσω καμπύλων μονοτονικής φόρτισης μέχρι την αστοχία του στοιχείου. Στις καμπύλες αυτές είναι απαραίτητο να απεικονίζεται τόσο η φάση απομείωσης της αντοχής του στοιχείου όσο και η ανάπτυξη παραμένουσας αντοχής, εάν υπάρχουν. Προκειμένου να εκτιμηθεί αξιόπιστα η απαίτηση σε παραμόρφωση όσων δευτερευόντων στοιχείων δεν περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ο μηχανικός μπορεί μεν να τα συμπεριλάβει αλλά με αμελητέα δυσκαμψία, έτσι ώστε να υπολογίσει την παραμόρφωσή τους χωρίς να επηρεαστεί σημαντικά η συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η διακριτοποίηση του αναλυτικού προσομοιώματος πρέπει να είναι αντιπροσωπευτική της σχέσης έντασης – παραμόρφωσης των στοιχείων που ανήκουν στις περιοχές του φορέα στις οποίες αναμένεται ανελαστική συμπεριφορά.

#### 3.3.1.1 Φορτία για τον Προσδιορισμό της Ικανότητας

Τα φορτία βαρύτητας των στοιχείων πρέπει να συμπεριλαμβάνονται στην ανάλυση, έτσι ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια πλευρικά φορτία σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό που καθορίζει ο αντισεισμικός κανονισμός. Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται σε κάθε ανάλυση σε συγκεκριμένη διεύθυνση και φορά και οδηγούν σε αντίστοιχα εντατικά μεγέθη για κάθε στοιχείο. Συνήθως η ανάλυση επαναλαμβάνεται για 4 έως 8 διαφορετικές γωνίες επιβολής του οριζόντιου φορτίου, ανάλογα με τη μορφή του κτιρίου. Για κάθε διεύθυνση τα πλευρικά φορτία εφαρμόζονται στο προσομοίωμα σε αντιστοιχία με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων

που αναπτύσσονται λόγω σεισμού στο επίπεδο του διαφράγματος κάθε ορόφου. Η κατανομή των οριζόντιων πλευρικών φορτίων αποτελεί μέτρο του σχετικού μεγέθους των τεμνουσών, ροπών και παραμορφώσεων των στοιχείων της κατασκευής. Η κατανομή αυτών των εντατικών μεγεθών μεταβάλλεται συνεχώς κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού, καθώς τμήματα της κατασκευής διαρρέουν και η δυσκαμψία τους αλλάζει. Οι ακραίες τιμές της κατανομής εξαρτώνται από το βαθμό ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Επομένως, για όλες τις αναλύσεις είναι απαραίτητο να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές φορτίων, έτσι ώστε να περικλείουν το εύρος των δράσεων που είναι πιθανό να συμβούν κατά τη διάρκεια της πραγματικής δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Προκειμένου να αντιμετωπισθεί ρεαλιστικά το θέμα της κατανομής των φορτίων, προτείνεται\* από κάθε ομάδα κατανομών που δίνεται παρακάτω να επιλέγεται μία από τις δύο απαιτούμενες κατανομές.

- Μία κατανομή μπορεί να επιλέγεται από τις ακόλουθες τρεις:
  1. Καθ' ύψος κατανομή σύμφωνα με τη σχέση

$$F_i = [m_i z_i / \sum m_j z_j] V_o \quad (3.1)$$

όπου  $m_i$  είναι η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη  $i$ ,  $z_i$  η απόσταση της στάθμης  $i$  από τη βάση του κτιρίου και  $V_o$  η τέμνουσα βάσης, η τιμή της οποίας, όπως αναπτύσσεται στην §3.3.1.2 και στο παράδειγμα που ακολουθεί, αυξάνεται προοδευτικά (Σχήμα 3.2). Η χρήση αυτής της κατανομής επιτρέπεται με την προϋπόθεση ότι περισσότερο από το 75% της συνολικής μάζας του συστήματος ταλαντώνεται σύμφωνα με την θεμελιώδη ιδιομορφή στη θεωρούμενη διεύθυνση και εφόσον χρησιμοποιείται παράλληλα και η ομοιόμορφη κατανομή.

2. Καθ' ύψος κατανομή με βάση το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση

$$F_i = [m_i \varphi_{i1} / \sum m_j \varphi_{j1}] V_o \quad (3.2)$$

όπου  $\varphi_{i1}$  είναι η συνιστώσα της θεμελιώδους ιδιομορφής του κτιρίου στη στάθμη  $i$ . Όμοια με την προηγούμενη περίπτωση, η χρήση αυτής της κατανομής επιτρέπεται με την προϋπόθεση ότι

---

\* FEMA 356

περισσότερο από το 75% της συνολικής μάζας του συστήματος ταλαντώνεται σύμφωνα με την θεμελιώδη ιδιομορφή.

3. Καθ' ύψος κατανομή σε αντιστοιχία με την κατανομή των τεμνουσών στους ορόφους της κατασκευής, όπως αυτές υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων που προκύπτουν από τη δυναμική φασματική ανάλυση του κτιρίου. Πρέπει να γίνει χρήση επαρκούς αριθμού ιδιομορφών για να ενεργοποιηθεί τουλάχιστον το 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος και το κατάλληλο φάσμα απόκρισης με βάση τις εδαφικές συνθήκες στη θέση της κατασκευής. Η συγκεκριμένη κατανομή πρέπει να χρησιμοποιείται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από 1 sec, επειδή στην περίπτωση αυτή η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική και πρέπει να συνεκτιμάται στην κατασκευή της καμπύλης ικανότητας.
- Η δεύτερη κατανομή μπορεί να επιλέγεται από τις παρακάτω:
    1. Ομοιόμορφη κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια πλευρικά φορτία σε κάθε στάθμη, τα οποία είναι ανάλογα προς τη συνολική μάζα της στάθμης.
    2. Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων που μεταβάλλεται καθώς η κατασκευή παραμορφώνεται. Ο τρόπος με τον οποίο τροποποιείται η αρχική κατανομή φορτίων πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις ιδιότητες της κατασκευής πέρα από το όριο διαρροής της. Οι μεθοδολογίες για την ανάπτυξη των αναπροσαρμοζόμενων κατανομών φορτίων χρησιμοποιούν κατανομή οριζόντιων φορτίων που προκύπτει από το παραμορφωμένο σχήμα της κατασκευής σε αντίθεση με την κατανομή της πρώτης περίπτωσης που βασίζεται στις ιδιομορφές του απαραμόρφωτου φορέα. Συγκεκριμένα τα φορτία κατανέμονται με βάση τις ιδιομορφές που προκύπτουν από τις τέμνουσες δυσκαμψίες σε κάθε υπολογιστικό βήμα. Παρόλο που η χρήση αναπροσαρμοζόμενης κατανομής πλευρικών φορτίων απαιτεί μεγαλύτερη υπολογιστική προσπάθεια, κατά κανόνα δίνει περισσότερο αξιόπιστα αποτελέσματα.

### 3.3.1.2 Υπολογιστικά Βήματα

Μετά την κατανομή των οριζόντιων πλευρικών φορτίων, ακολουθούν διαδοχικές αναλύσεις του φορέα για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Κατά την πρώτη

ανάλυση επιδιώκεται τα πλευρικά φορτία να εντείνουν κάποιο στοιχείο στο 100% της αντοχής του (βλέπε σημείο 1 στο Σχήμα 3.2).

Στη συνέχεια το προσομοίωμα αναθεωρείται κατάλληλα, ώστε τα στοιχεία που διέρρευσαν στο προηγούμενο βήμα να έχουν μηδενική ή αμελητέα δυσκαμψία, και ακολουθεί νέα ανάλυση του αναθεωρημένου φορέα εφαρμόζοντας μία προσαυξημένη κατανομή πλευρικών φορτίων με σκοπό να διαρρεύσει μία νέα ομάδα στοιχείων (σημείο 2 στο Σχήμα 3.2).

Πρέπει να σημειωθεί ότι τα εντατικά μεγέθη και οι στροφές των δομικών στοιχείων στην αρχή κάθε υπολογιστικού βήματος έχουν την ίδια τιμή με τα αντίστοιχα μεγέθη στο τέλος του προηγούμενου βήματος. Κάθε φορά που εφαρμόζεται μία νέα κατανομή προσαυξημένων οριζόντιων φορτίων διενεργείται μία νέα ανάλυση, η οποία αρχίζει από μηδενικές αρχικές συνθήκες. Κατά συνέπεια, ο προσδιορισμός του σημείου διαρροής μίας νέας ομάδας στοιχείων γίνεται προσθέτοντας τα εντατικά μεγέθη της τρέχουσας ανάλυσης στο άθροισμα των μεγεθών που έχουν προκύψει από τις προηγούμενες αναλύσεις. Αντίστοιχα, ο προσδιορισμός των στροφών γίνεται προσθέτοντας τις στροφές της τρέχουσας ανάλυσης στο άθροισμα των στροφών από τις προηγούμενες αναλύσεις.

Στο τέλος κάθε υπολογιστικού βήματος καταγράφεται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση στην κορυφή του κτιρίου. Είναι επίσης σκόπιμο να καταγράφονται τα εντατικά μεγέθη και οι στροφές των δομικών στοιχείων γιατί είναι απαραίτητα για τον έλεγχο των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

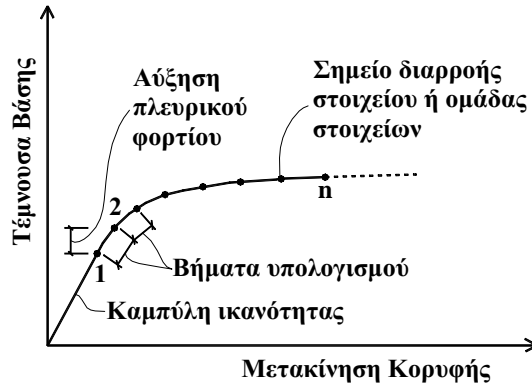
Η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται έως ότου η συμπεριφορά της κατασκευής γίνει οριακή όσον αφορά μία από τις παρακάτω παραμέτρους (σημείο  $n$  στο Σχήμα 3.2):

- Αστάθεια λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως (επιρροή  $P - \Delta$ ).
- Σημαντική υπέρβαση των κριτηρίων της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας.
- Απώλεια φέρουσας ικανότητας κατακόρυφων φορτίων ενός στοιχείου ή μίας ομάδας στοιχείων λόγω μεγάλης πλευρικής μετακίνησης.

Για τις περισσότερες κατασκευές η καμπύλη ικανότητας μπορεί να σχηματιστεί με επαρκή ακρίβεια σε λιγότερα από δέκα βήματα, ενώ για τις απλούστερες από αυτές απαιτούνται μόνο τρία ή τέσσερα.

Η διαδικασία που περιγράφεται παραπάνω οδηγεί στη μόρφωση της καμπύλης ικανότητας του φορέα. Μία τυπική καμπύλη ικανότητας, όπως αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 3.2, αποτελείται από διαδοχικά ευθύγραμμα τμήματα με προοδευτικά ελαττούμενη κλίση, τα οποία αναπαριστούν την προοδευτική απομείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής που οφείλεται στην αυξανόμενη πλευρική μετακίνηση, την προοδευτική διαρροή των

στοιχείων του φέροντος οργανισμού και τις βλάβες που σημειώνονται στο φορέα.



Σχήμα 3.2.: Καμπύλη ικανότητας.

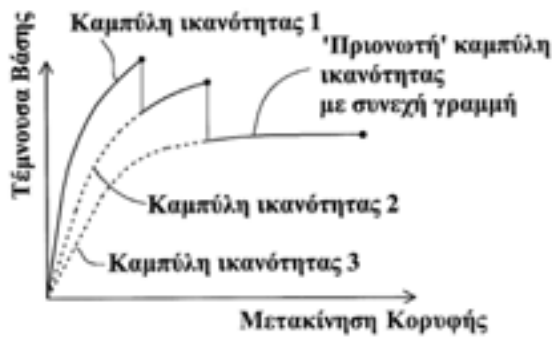
### 3.3.1.3 Πολλαπλές Καμπύλες Ικανότητας

Όταν η απομείωση της αντοχής αφορά σε μία ομάδα στοιχείων, τα οποία όταν προσεγγίσουν ένα συγκεκριμένο επίπεδο πλευρικής μετακίνησης, χάνουν όλη ή ένα σημαντικό μέρος της φέρουσας ικανότητάς τους, τότε η συνεισφορά των στοιχείων αυτών πρέπει να μειώνεται ή και να εξαλείφεται. Στη συνέχεια, δημιουργείται μία νέα καμπύλη ικανότητας με την εφαρμογή της ίδιας κατανομής οριζόντιων φορτίων στην αναθεωρημένη κατασκευή. Ο αριθμός των πρόσθετων καμπύλων ελέγχου των μετακινήσεων πρέπει να είναι τέτοιος, ώστε να προσδιορίζεται επαρκώς η συνολική απώλεια αντοχής της κατασκευής. Στο Σχήμα 3.3α απεικονίζεται η παραπάνω διαδικασία για την περίπτωση που απαιτούνται τρεις διαφορετικές καμπύλες ικανότητας ώστε να προσομοιωθεί επαρκώς η βαθμιαία απώλεια αντοχής των στοιχείων της κατασκευής. Η τελική καμπύλη ικανότητας προκύπτει με μετάβαση από την πρώτη στη δεύτερη καμπύλη για τη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αρχική απώλεια αντοχής, από τη δεύτερη στην τρίτη, κ.ο.κ. Η τελική καμπύλη έχει 'πριονωτό' σχήμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3β.

Η προσομοίωση της συνολικής απώλειας αντοχής της κατασκευής απαιτεί εξαιρετική κριτική ικανότητα από το Μηχανικό που διενεργεί τον έλεγχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Όταν η απώλεια αντοχής μίας ομάδας στοιχείων ξεπερνά το 20%, η αναμενόμενη συμπεριφορά των στοιχείων που επιδεικνύουν αυτή την απώλεια πρέπει να επανεξετάζεται με μεγάλη προσοχή.



(α)



(β)

**Σχήμα 3.3.:** (α) Πολλαπλές καμπύλες ικανότητας για την προσομοίωση της βαθμιαίας απώλειας αντοχής. (β) Τελική καμπύλη ικανότητας για συνολική απώλεια αντοχής.

### 3.3.2 Μέθοδοι Προσδιορισμού Απαίτησης

Ο προσδιορισμός της καμπύλης ικανότητας μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι ούτως ή άλλως εξαιρετικά χρήσιμος γιατί παρέχει σημαντικές πληροφορίες τόσο για τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς του κτιρίου όσο και για την επιλογή των μεθόδων ενίσχυσης. Προκειμένου να κριθεί αν η κατασκευή πληροί τους στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που έχουν τεθεί, όσον αφορά είτε στην υπάρχουσα κατάστασή της είτε στις επεμβάσεις που απαιτούνται, πρέπει να εκτιμηθεί η μέγιστη πιθανή μετακίνηση που αντιστοιχεί στη δράση σχεδιασμού.



Οι κυριότερες μεθοδολογίες που έχουν αναπτυχθεί για τον προσδιορισμό της απαίτησης σε μετακίνηση μίας κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού είναι οι ακόλουθες δύο:

- Μέθοδος του φάσματος ικανότητας (*capacity spectrum method*).
- Μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης (*displacement coefficient method*).
- Μέθοδος των ίσων μετακινήσεων (*equal displacement method*).

### 3.3.2.1 Μέθοδος του Φάσματος Ικανότητας

Η εφαρμογή της μεθόδου του φάσματος ικανότητας προϋποθέτει ότι τόσο το φάσμα απαίτησης, όσο και η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής σχεδιάζονται σε άξονες φασματικής επιτάχυνσης και φασματικής μετακίνησης.

Κάθε σημείο ενός φάσματος απόκρισης συνδέεται με μία μοναδική τιμή φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$ , φασματικής ταχύτητας  $S_v$ , φασματικής μετακίνησης  $S_d$  και ιδιοπεριόδου  $T$ . Για τη μετατροπή ενός τυπικού φάσματος απόκρισης που εκφράζεται σε συντεταγμένες  $S_a$  και  $T$  σε συντεταγμένες  $S_a$  και  $S_d$ , είναι απαραίτητο να προσδιοριστεί η τιμή της φασματικής μετακίνησης που αντιστοιχεί σε κάθε σημείο του διαγράμματος  $S_a - T$ . Για τον προσδιορισμό μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη εξίσωση:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g \quad (3.3)$$

όπου  $g$  είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας.

Προκειμένου να προκύψει το φάσμα ικανότητας δεδομένης της καμπύλης ικανότητας, πρέπει να γίνει η μετατροπή κάθε σημείου της δεύτερης με βάση τις φασματικές συντεταγμένες που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή. Κάθε σημείο τέμνουσας βάσης  $V_{oi}$  και μετακίνησης κορυφής της κατασκευής  $\Delta_{kop}$  στην καμπύλη ικανότητας μπορεί να μετατραπεί στο αντίστοιχο σημείο  $S_{a_i}$  και  $S_{d_i}$  του φάσματος ικανότητας με χρήση των ακόλουθων εξισώσεων:

$$S_{a_i} = V_{oi} / M_1^* \quad (3.4)$$

$$S_{d_i} = \Delta_{kop} / \Gamma_1 \varphi_{kop,1} \quad (3.5)$$

όπου  $M_1^*$  και  $\Gamma_1$  είναι η ενεργός ιδιομορφική μάζα και ο συντελεστής συμμετοχής που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή, αντίστοιχα, ενώ  $\varphi_{k\sigma,1}$  είναι η συνιστώσα της θεμελιώδους ιδιομορφής στην κορυφή της κατασκευής. Ο συντελεστής συμμετοχής  $\Gamma_1$  και η ενεργός ιδιομορφική μάζα  $M_1^*$  της θεμελιώδους ιδιομορφής δίνονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\Gamma_1 = \sum m_j \varphi_{j1} / \sum m_j \varphi_{j1}^2 \quad (3.6)$$

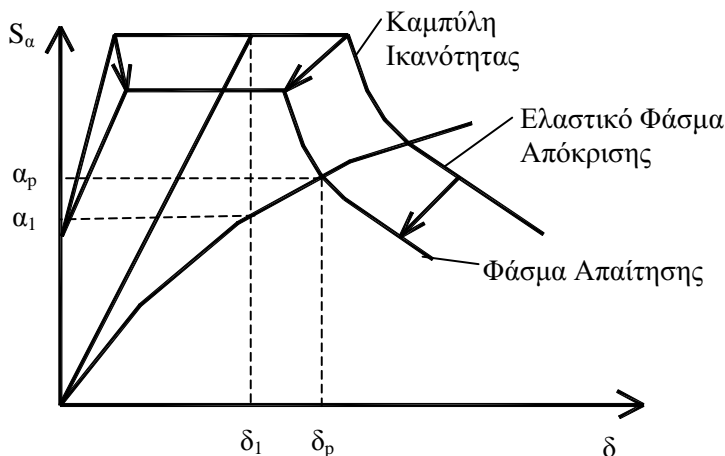
$$M_1^* = [\sum m_j \varphi_{j1}]^2 / \sum m_j \varphi_{j1}^2 \quad (3.7)$$

Βασική αρχή της μεθόδου του φάσματος ικανότητας είναι η εύρεση του σημείου τομής του φάσματος ικανότητας με το κατάλληλο φάσμα απαίτησης της απόκρισης, το οποίο έχει απομειωθεί, ώστε να λάβει υπόψη τις επιδράσεις της μη γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Το σημείο τομής βρίσκεται με διαδοχικές ελαστικές δυναμικές αναλύσεις μίας σειράς από ισοδύναμα γραμμικά συστήματα, των οποίων η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_{i\sigma}$  και ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση  $\zeta_{i\sigma}$  επανυπολογίζονται σε κάθε βήμα. Η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση αντιπροσωπεύει την επιπλέον της ιξώδους υστερητική απόσβεση των δομικών στοιχείων της κατασκευής λόγω μεταβολής του βρόχου υστέρησης που σχηματίζεται, όταν η σεισμική δράση απεικονίζεται ως συνάρτηση της μετακίνησης της κατασκευής. Με βάση την τιμή της ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης υπολογίζονται κατάλληλοι μειωτικοί συντελεστές του φάσματος απόκρισης και εκτιμάται μία νέα τιμή της μετακίνησης που προκύπτει ως το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας και του απομειωμένου φάσματος απαίτησης. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4, η διαδικασία αυτή συνεχίζεται έως ότου υπάρξει σύγκλιση μεταξύ δύο διαδοχικών τιμών της υπολογιζόμενης μετακίνησης.\*

Η μετακίνηση  $\delta_p$  που υπολογίζεται με τη μέθοδο του φάσματος ικανότητας ονομάζεται *μετακίνηση συμπεριφοράς* της κατασκευής. Η μετακίνηση συμπεριφοράς αντιστοιχεί στη συνθήκη σχεδιασμού για την οποία η σεισμική ικανότητα της κατασκευής είναι ίση με τη σεισμική απαίτηση που επιβάλλεται στην κατασκευή από τη δεδομένη εδαφική κίνηση.\*\*

\* ATC 40 και FEMA 356.

\*\* Πρέπει να σημειωθεί ότι πρόσφατες ερευνητικές εργασίες έχουν δείξει ότι η μέθοδος του φάσματος ικανότητας είναι δυνατόν σε ορισμένες περιπτώσεις να συγκλίνει σε μία τιμή μετακίνησης μικρότερη κατά ένα ποσοστό έως και 50% από την 'ακριβή' τιμή που προκύπτει με εφαρμογή της ανελαστικής δυναμικής μεθόδου ανάλυσης. Είναι μάλιστα χαρακτηριστικό ότι για ορισμένες τιμές της θεμελιώδους ιδιοπερίοδου, οι οποίες αντιστοιχούν στην περιοχή του φάσματος που είναι ευαίσθητη



Σχήμα 3.4.: Μέθοδος του φάσματος ικανότητας.

### 3.3.2.2 Μέθοδος του Συντελεστή Μετακίνησης

Η μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης, που παρουσιάζεται αναλυτικά στην §3.4, βασίζεται στη στατιστική ανάλυση των αποτελεσμάτων αναλύσεων χρονοϊστορίας μονοβάθμιων συστημάτων και αποτελεί μία άμεση υπολογιστική διαδικασία για τον προσδιορισμό της απαίτησης σε μετακίνηση. Η απαίτηση σε μετακίνηση που υπολογίζεται με τη μέθοδο του συντελεστή μετακίνησης ονομάζεται *στοχευόμενη μετακίνηση*  $\delta_i$ .

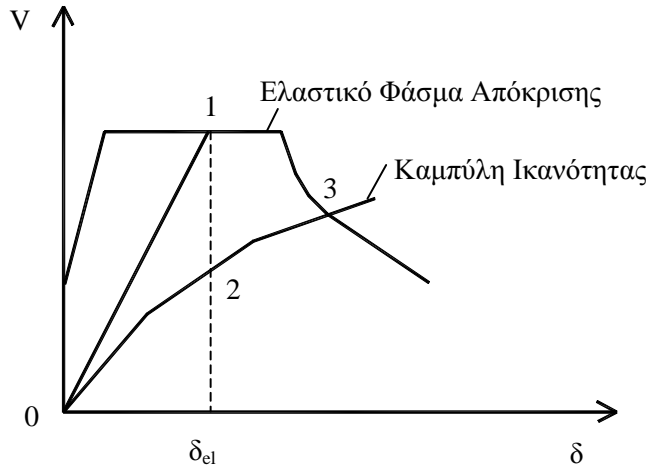
### 3.3.2.3 Μέθοδος των Ίσων Μετακινήσεων

Όπως προαναφέρθηκε, σε ορισμένες περιπτώσεις μία κατ' αρχήν εκτίμηση της μετακίνησης που οφείλεται σε δεδομένη σεισμική απαίτηση μπορεί να γίνει με μία απλή μέθοδο που ονομάζεται *μέθοδος των ίσων*

---

στην ταχύτητα και στη μετακίνηση, η μέγιστη μετακίνηση λόγω ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μπορεί να εκτιμηθεί από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με χρήση της μεθόδου των ίσων μετακινήσεων που αναπτύσσεται σε επόμενη παράγραφο. Αντίθετα, η μέθοδος του φάσματος ικανότητας παράγει λιγότερο αξιόπιστα αποτελέσματα ενώ ταυτόχρονα απαιτεί σαφώς μεγαλύτερο υπολογιστικό φόρτο. Για το λόγο αυτό προτείνεται η τροποποίηση της μεθόδου με αντικατάσταση των ελαστικών φασμάτων σχεδιασμού ισοδύναμων γραμμικών συστημάτων από ανελαστικά φάσματα σχεδιασμού. Τα φάσματα αυτά, που είναι επίσης γνωστά και ως *constant ductility spectra*, προκύπτουν πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού με κατάλληλους μειωτικούς συντελεστές, οι οποίοι εξαρτώνται από την πλαστιμότητα και την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

μετακινήσεων. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5, η προσεγγιστική αυτή μέθοδος βασίζεται στην παραδοχή ότι η ανελαστική μετακίνηση μίας κατασκευής (καμπύλη 0-2-3 του Σχήματος 3.5) είναι ίση με τη μετακίνηση  $\delta_{el}$  για ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής (καμπύλη 0-1 του Σχήματος 3.5).

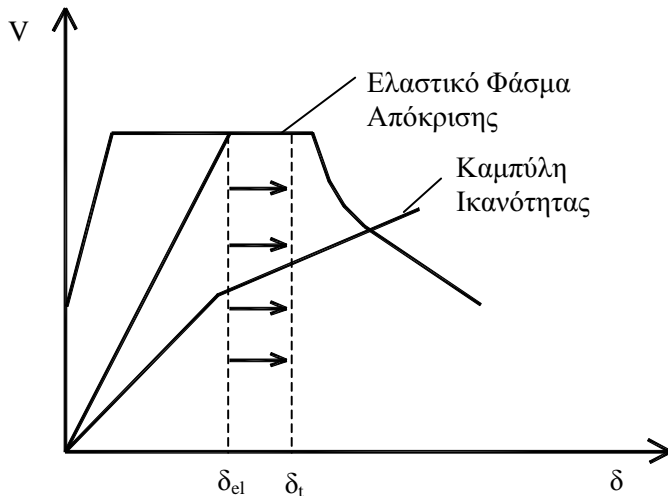


Σχήμα 3.5.: Προσεγγιστική μέθοδος των ίσων μετακινήσεων.

Σε περιπτώσεις κτιρίων με μεγάλη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ( $T_n > 1$  sec), η μέθοδος των ίσων μετακινήσεων δίνει αποτελέσματα παραπλήσια αυτών που προκύπτουν με εφαρμογή των μεθόδων του φάσματος ικανότητας και του συντελεστή μετακίνησης. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις, ιδιαίτερα για κατασκευές με ιδιοπερίοδο μικρότερη από 0.5 sec, οι μετακινήσεις που υπολογίζονται με την προσεγγιστική αυτή μέθοδο μπορεί να διαφέρουν σημαντικά από τα αποτελέσματα των δύο άλλων ακριβέστερων μεθόδων. Στις περισσότερες από τις περιπτώσεις αυτές, η μέθοδος των ίσων μετακινήσεων υποεκτιμά τη μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού.

Παρότι η μέθοδος των ίσων μετακινήσεων δεν δίνει πάντοτε ακριβή αποτελέσματα, είναι συχνά ένα χρήσιμο εργαλείο για μία πρώτη εκτίμηση της μετακίνησης συμπεριφοράς, που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο πρώτο βήμα της επαναληπτικής μεθόδου του φάσματος ικανότητας.

Όπως αναπτύσσεται στην §3.4, η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_i$  που προκύπτει με τη μέθοδο του συντελεστή μετακίνησης είναι ίση με τη μετακίνηση που υπολογίζεται με τη μέθοδο των ίσων μετακινήσεων τροποποιημένη κατάλληλα με χρήση διαφόρων συντελεστών (Σχήμα 3.6).



Σχήμα 3.6.: Μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης.

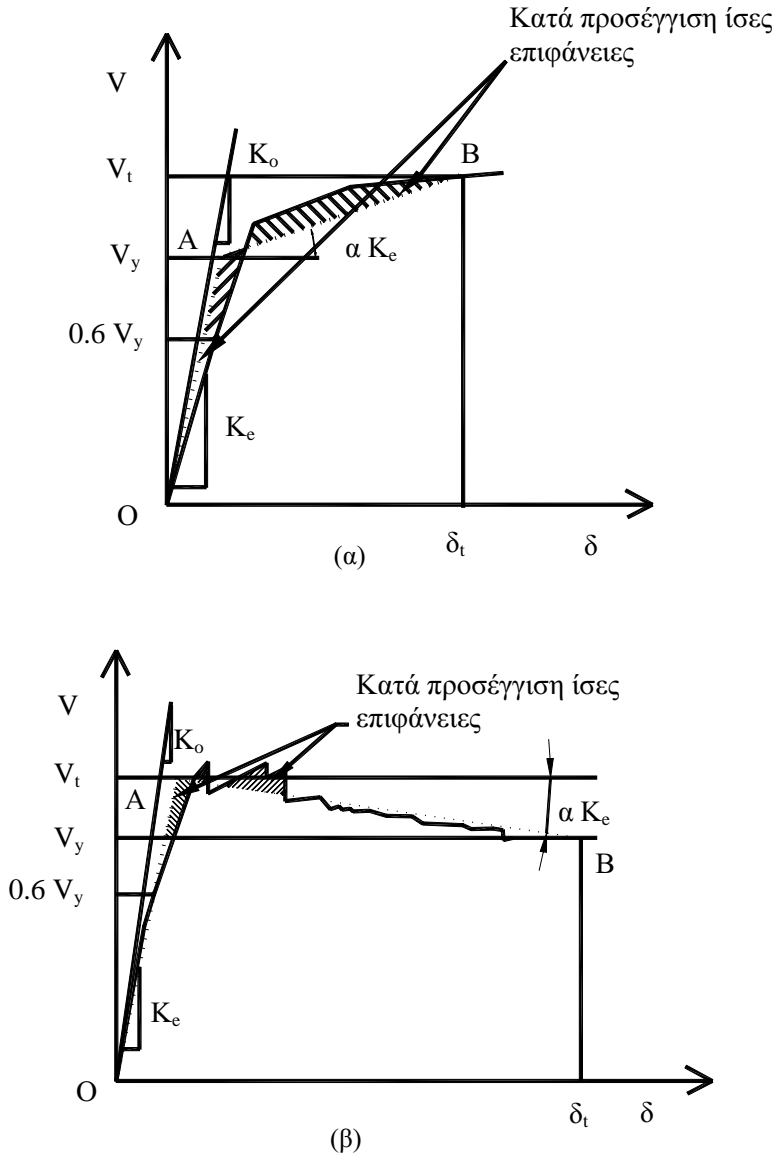
### 3.4 Μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης

#### 3.4.1 Διγραμμική Απεικόνιση της Καμπύλης Ικανότητας

Προκειμένου να υπολογιστεί η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  και η αντίστοιχη τέμνουσα διαρροής  $V_y$  της κατασκευής αντικαθίσταται η καμπύλη ικανότητας, δηλαδή η μη γραμμική σχέση που συνδέει την τέμνουσα βάσης με τη μετακίνηση του κέντρου μάζας της οροφής του κτιρίου, από μία εξιδανικευμένη διγραμμική κατά κανόνα καμπύλη (Σχήμα 3.7).

Η αρχική κλίση της καμπύλης αυτής είναι ίση με  $K_e$  ενώ η κλίση του μετελαστικού κλάδου εκφράζεται συνήθως ως ποσοστό της αρχικής κλίσης  $\alpha K_e$ . Στο Σχήμα 3.7 φαίνεται η διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης ικανότητας (κλάδοι OA και AB) για την περίπτωση τόσο θετικής όσο και αρνητικής κλίσης του μετελαστικού κλάδου. Η σχεδίαση των δύο ευθύγραμμων τμημάτων που αποτελούν τη διγραμμική καμπύλη δύναμης – μετακίνησης γίνεται με μία επαναληπτική γραφική διαδικασία, έτσι ώστε κατά προσέγγιση να προκύψουν ίσα εμβαδά πάνω και κάτω από τα σημεία τομής της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  προκύπτει ως η τέμνουσα δυσκαμψία που υπολογίζεται για τέμνουσα βάσης ίση με το 60% της τέμνουσας διαρροής  $V_y$  της κατασκευής. Η ανηγμένη κλίση του μετελαστικού κλάδου  $\alpha$  είναι ίση με την κλίση της ευθείας η οποία διέρχεται από το σημείο τομής των δύο κλάδων της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας, A, και από το σημείο της

πραγματικής καμπύλης ικανότητας, B, που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$ .



**Σχήμα 3.7.:** Διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης ικανότητας.  
Θετική μετελαστική κλίση. (β) Αρνητική μετελαστική κλίση.

Πρέπει να σημειωθεί ότι η τέμνουσα διαρροής  $V_y$  δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από τη μέγιστη τέμνουσα βάσης οποιουδήποτε σημείου πάνω στην πραγματική καμπύλη ικανότητας της κατασκευής.

### 3.4.2 Προσδιορισμός της Ισοδύναμης Θεμελιώδους Ιδιοπεριόδου

Ο προσδιορισμός της ισοδύναμης θεμελιώδους ιδιοπεριόδου στη θεωρούμενη διεύθυνση γίνεται με βάση τη διγραμμική καμπύλη δύναμης – μετακίνησης. Η ισοδύναμη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_e$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$T_e = T_0 \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad (3.8)$$

όπου  $T_0$  είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος όπως υπολογίζεται με ελαστική δυναμική ανάλυση,  $K_0$  η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία και  $K_e$  η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία.

### 3.4.3 Προσδιορισμός της Στοχευόμενης Μετακίνησης

Εφόσον είναι εξασφαλισμένη η διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο κάθε στάθμης, η στοχευόμενη μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη εξίσωση:

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 \Phi_e \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.9)$$

όπου  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$  είναι διορθωτικοί συντελεστές και  $\Phi_e$  η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_e$  και υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης του σεισμού σχεδιασμού.

Ο διορθωτικός συντελεστής  $C_0$  συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με την πιθανή μετακίνηση της οροφής του πολυβάθμιου συστήματος της κατασκευής. Μπορεί να υπολογιστεί με μία από τις παρακάτω διαδικασίες:

- Πολλαπλασιάζοντας το συντελεστή συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής, με τη συνιστώσα της θεμελιώδους ιδιομορφής στη στάθμη της οροφής του κτιρίου.\*

---

\* Στη βιβλιογραφία αναφέρονται και άλλες περισσότερο ακριβείς διαδικασίες εκτίμησης του  $C_0$ . Πάντως η χρήση της θεμελιώδους ιδιομορφής κρίνεται εν γένει επαρκής για την εφαρμογή της μεθόδου, αφού τουλάχιστον λαμβάνει υπόψη τη σχετική κατανομή των μαζών καθ' ύψος της κατασκευής.

- Με χρήση της κατάλληλης τιμής από τον Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1.: Τιμές του διορθωτικού συντελεστή  $C_I$ <sup>1</sup>

Αριθμός ορόφων	Κτίρια με κυρίως διατμητική παραμόρφωση <sup>2</sup>		Άλλα κτίρια
	Τριγωνική κατανομή φορτίων	Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων	Οποιαδήποτε κατανομή φορτίων
1	1.00	1.00	1.00
2	1.20	1.15	1.20
3	1.20	1.20	1.30
5	1.30	1.20	1.40
≥ 10	1.30	1.20	1.50

1. Για τον υπολογισμό ενδιάμεσων τιμών επιτρέπεται γραμμική παρεμβολή.

2. Είναι τα κτίρια στα οποία, για όλους τους ορόφους, η μετακίνηση μεταξύ των ορόφων μειώνεται με την αύξηση του ύψους. Χαρακτηρίζει κυρίως κτίρια με μικρό αριθμό τοιχωμάτων.

Η χρήση των τιμών του Πίνακα 3.1, οι οποίες προκύπτουν θεωρώντας γραμμική κατανομή των μετακινήσεων καθ' ύψος της κατασκευής και ίσες μάζες σε όλες τις στάθμες, δίνει προσεγγιστικά αποτελέσματα, ειδικά στην περίπτωση που οι μάζες διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους. Στην περίπτωση που υπάρχει σημαντική διαφοροποίηση των μαζών καθ' ύψος συνιστάται η χρήση της πρώτης διαδικασίας.

Ο συντελεστής  $C_I$  συνδέει την αναμενόμενη μέγιστη συνολική μετακίνηση (δηλαδή το άθροισμα ελαστικής και ανελαστικής μετακίνησης) με τη μετακίνηση που υπολογίζεται θεωρώντας ελαστική συμπεριφορά. Παίρνει τις ακόλουθες τιμές:

- $C_I = 1.0$  για  $T_e \geq T_2$
- $C_I = [1.0 + (R - 1) T_2 / T_e] / R$  για  $0.1 < T_e < T_2$
- $C_I = 1.5$  για  $T_e \leq 0.1$  sec

όπου  $T_2$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φάσματος απόκρισης που αντιστοιχεί στη μετάβαση από τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης στον κλάδο σταθερής ταχύτητας.\* Επίσης,  $R$  είναι ο λόγος της ελαστικής απαίτησης σε αντοχή προς την ανηγμένη τιμή της αντοχής διαρροής και δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

\* Σύμφωνα με τον EAK 2000 η  $T_2$  είναι ίση με 0.40 sec, 0.60 sec, 0.80 sec και 1.20 sec για κατηγορία εδάφους A, B, Γ και Δ, αντίστοιχα.



$$R = \frac{\Phi_e/g}{V_y/W} C_m \tag{3.11}$$

όπου  $C_m$  είναι ο συντελεστής δρώσας μάζας και  $W$  το βάρος που αντιστοιχεί στη συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.\*.\*\*

Ο συντελεστής  $C_m$  χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της συνεισφοράς της μάζας των ανώτερων ιδιομορφών και λαμβάνεται ίσος με 1.0 για μονώροφα και διώροφα κτίρια ανεξαρτήτως στατικού συστήματος, 0.9 για πλαισιακούς φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα με τρεις ή περισσότερους ορόφους, 0.8 για κτίρια με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος με τρεις ή περισσότερους ορόφους, 0.9 για μεταλλικά πλαίσια με ή χωρίς διαγώνια στοιχεία με τρεις ή περισσότερους ορόφους και 1.0 σε όλες τις άλλες περιπτώσεις. Εναλλακτικά μπορεί να λαμβάνεται ίσος με την ενεργό ιδιομορφική μάζα  $M_1^*$  της θεμελιώδους ιδιομορφής, όπως δίνεται από την εξίσωση (3.7). Όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από 1.0 sec, ο συντελεστής  $C_m$  λαμβάνεται ίσος με 1.0.

Ο διορθωτικός συντελεστής  $C_2$  εκφράζει την επίδραση του σχήματος του βρόχου υστέρησης των δομικών στοιχείων της κατασκευής στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση. Τιμές του συντελεστή  $C_2$  για διάφορους τύπους πλαισιακών φορέων δίνονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2.: Τιμές του διορθωτικού συντελεστή  $C_2^3$

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1 \text{ sec}$		$T_e \geq T_2$	
	Φορέας τύπου 1 <sup>1</sup>	Φορέας τύπου 2 <sup>2</sup>	Φορέας τύπου 1 <sup>1</sup>	Φορέας τύπου 2 <sup>2</sup>
Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Κατασκευές με χαμηλή πλαστιμότητα
2. Κατασκευές με υψηλή πλαστιμότητα.
3. Για ενδιάμεσες τιμές του  $T$  επιτρέπεται γραμμική παρεμβολή.

\* Όπως ορίζεται στην § 3.5.2 του ΕΑΚ 2000.

\*\* Πρόσφατες ερευνητικές μελέτες αναφέρουν ότι, εάν η τιμή του λόγου  $R$  είναι μεγάλη ή η κατασκευή βρίσκεται κοντά σε ρήγμα η διάρρηξη του οποίου προκαλεί την εδαφική κίνηση, η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση μπορεί να διαφέρει σημαντικά από την αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση που υπολογίζεται με θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς. Στις περιπτώσεις αυτές η ανελαστική μετακίνηση θα είναι μεγαλύτερη από την ελαστική. Μεγαλύτερες αποκλίσεις παρατηρούνται σε εδάφη κατηγορίας Γ και Δ.

Εάν οι βρόχοι υστέρησης παρουσιάζουν έντονα πεπλατυσμένο σχήμα ή είναι ενδεικτικοί σημαντικής απομείωσης της δυσκαμψίας, η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής μειώνεται, οπότε η αναμενόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη. Το γεγονός αυτό έχει σημαντική επίδραση σε κατασκευές με μικρή θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και χαμηλή αντοχή. Οι φορείς τύπου 1 αντιπροσωπεύουν κατασκευές που παρουσιάζουν αυτού του είδους τη συμπεριφορά με συνέπεια να έχουν χαμηλή πλαστιμότητα.

Όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.2, οι τιμές του  $C_2$  εξαρτώνται από τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει επιλεγεί για την ανάλυση της κατασκευής και συγκεκριμένα μειώνονται όσο υψηλότερη είναι η επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Κατά συνέπεια η στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε αυστηρότερους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού, δηλαδή χαμηλότερο επίπεδο βλαβών, είναι μικρότερη. Παρόλ' αυτά, η επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας δεν αποτελεί απόλυτο μέτρο του εύρους της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής, ιδιαίτερα σε περιοχές μέτριας ή χαμηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Εάν π.χ. μία κατασκευή ικανοποιεί τα κριτήρια που αντιστοιχούν σε μία στάθμη επιτελεστικότητας υψηλότερη από την επιλεγείσα, η χρήση ενός μικρότερου συντελεστή  $C_2$  είναι δικαιολογημένη. Για το λόγο αυτό επιτρέπεται η γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών του πίνακα που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας πάνω και κάτω από την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής.

Μέσω του διορθωτικού συντελεστή  $C_3$  λαμβάνεται υπόψη η αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως (επιρροή P – Δ). Για κτίρια με θετική μετελαστική δυσκαμψία, ο  $C_3$  λαμβάνεται ίσος με 1.0. Στην περίπτωση κτιρίων με αρνητική μετελαστική δυσκαμψία, η τιμή του συντελεστή  $C_3$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$C_3 = 1 + \frac{|a|}{T_e} (R - 1)^{3/2} \quad (3.12)$$

όπου  $a$  είναι ο λόγος της μετελαστικής δυσκαμψίας προς την ελαστική δυσκαμψία, όταν η μη γραμμική σχέση δύναμης – μετακίνησης είναι διγραμμική.

Εναλλακτικά, ο συντελεστής  $C_3$  μπορεί να υπολογιστεί συναρτήσει του δείκτη σχετικής μεταθετότητας  $\theta$ .<sup>\*</sup> Για τις συνήθεις περιπτώσεις κατασκευών όπου  $\theta < 0.1$ , λαμβάνεται  $C_3 = 1.0$ . Εάν ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας είναι μεγαλύτερος από 0.1, ο συντελεστής  $C_3$  δίνεται από την εξίσωση

<sup>\*</sup> Όπως προσδιορίζεται από τη σχέση (4.2) του ΕΑΚ 2000.

$$C_3 = 1 + 5 (\theta - 0.1) / T_e \quad (3.13)$$

Τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως που οφείλονται στη δράση των φορτίων βαρύτητας στην παραμορφωμένη κατασκευή έχουν ως αποτέλεσμα την αύξηση της πλευρικής μετακίνησης. Ο βαθμός αύξησης της μετακίνησης εξαρτάται από τους παρακάτω παράγοντες

1. Το λόγο,  $a$ , της μετελαστικής δυσκαμψίας προς την ελαστική δυσκαμψία.
2. Τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$ .
3. Το λόγο,  $R$ , της ελαστικής απαίτησης σε αντοχή προς την ανηγμένη τιμή της αντοχής διαρροής.
4. Τις υστερητικές σχέσεις φορτίου – μετακίνησης των στοιχείων κάθε ορόφου.
5. Τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης.
6. Τη διάρκεια της έντονης εδαφικής κίνησης.

Λόγω της πληθώρας των παραμέτρων από τις οποίες εξαρτώνται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως, είναι προφανώς δύσκολο να προσδιοριστεί η επιρροή τους με τη χρήση ενός μόνο συντελεστή. Για το λόγο αυτό οι σχέσεις (3.12) και (3.13) θεωρούνται απλοποιητικές.

Πρέπει να σημειωθεί ότι για στρεπτικά ευαίσθητα κτίρια\* προκειμένου να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$  πρέπει να προσαυξάνεται κατάλληλα. Συγκεκριμένα η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης πρέπει να πολλαπλασιάζεται με τη μέγιστη τιμή του συντελεστή επαύξησης των μετακινήσεων  $n_\mu$  που έχει υπολογιστεί για οποιονδήποτε όροφο του κτιρίου. Ο συντελεστής  $n_\mu$  ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης μετακίνησης σε οποιοδήποτε σημείο του διαφράγματος κάθε στάθμης προς τη μέση μετακίνηση του συγκεκριμένου διαφράγματος.

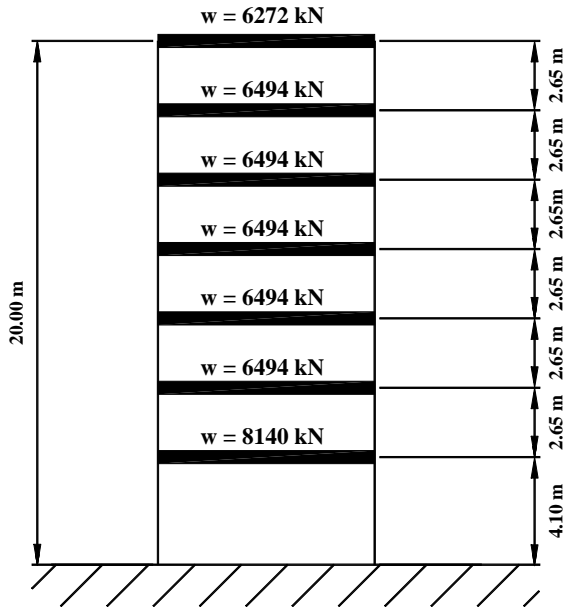
### 3.5 Παράδειγμα υπολογισμού

Προκειμένου να κατανοήσουμε την εφαρμογή της μεθόδου του συντελεστή μετακίνησης για τον υπολογισμό της απαίτησης σε μετακίνηση, θεωρούμε έναν επταώροφο πλαισιακό φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα συνολικού ύψους 20 m (Σχήμα 3.8). Το σύνολο των φορτίων βαρύτητας της κατασκευής είναι  $W = 46882$  kN και εξετάζεται μόνο μία διεύθυνση φόρτισης. Επιλέγουμε ως στάθμη επιτελεστικότητας την Β': απαίτηση της προστασίας της ζωής και της παρουσίας των ενοίκων.

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης θα χρησιμοποιηθεί το ελαστικό φάσμα του *EAK 2000* που προκύπτει για μέγιστη σεισμική

\* Όπως ορίζονται στην §3.3.3[7] του *EAK 2000*.

επιτάχυνση του εδάφους θεμελίωσης  $A = 0.16g$  (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: I), συντελεστή σπουδαιότητας του κτιρίου  $\gamma_I = 1.00$  διορθωτικό συντελεστή  $n = 1.00$ , συντελεστή επιρροής της θεμελίωσης  $\theta = 1.00$  και κατηγορία εδάφους B. Στους υπολογισμούς που ακολουθούν λαμβάνεται  $g = 9.800 \text{ m/sec}^2$ .



Σχήμα 3.8.: Επτάώροφος πλαίσιακός φορέας.

### 3.5.1 Δυναμικά Χαρακτηριστικά της Κατασκευής

Τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής που απαιτούνται για το σχεδιασμό της καμπύλης ικανότητας με τη μέθοδο του ελέγχου των μετακινήσεων αφορούν μόνο στη θεμελιώδη μεταφορική ιδιομορφή και είναι: η ταλαντούμενη μάζα κάθε στάθμης, η συνιστώσα της ιδιομορφής σε κάθε στάθμη, ο συντελεστής συμμετοχής και η ενεργός ιδιομορφική μάζα.

Από δυναμική φασματική ανάλυση της κατασκευής προέκυψε ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι  $T_0 = 0.88 \text{ sec}$ . Για κατηγορία εδάφους B η χαρακτηριστική τιμή του φάσματος απόκρισης που αντιστοιχεί στη μετάβαση από τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης στον κλάδο σταθερής ταχύτητας είναι  $T_2 = 0.60 \text{ sec}$ . Επομένως, επειδή  $T_0 = 0.88 \text{ sec} > T_2 = 0.60 \text{ sec}$ , η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής προκύπτει από τον τρίτο κλάδο του ελαστικού φάσματος του *EAK 2000* και είναι  $\Phi_e(T_0) = 0.273g$ . Τα δυναμικά χαρακτηριστικά που αφορούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή της κατασκευής, όπως προέκυψαν από

τη δυναμική φασματική ανάλυση, συνοψίζονται στον Πίνακα 3.3. Στον Πίνακα 3.3 η θεμελιώδης ιδιομορφή έχει κανονικοποιηθεί έτσι ώστε η συνιστώσα στη στάθμη της οροφής του κτιρίου να είναι ίση με 1.0. Ο συντελεστής συμμετοχής  $\Gamma_1$  και η ενεργός ιδιομορφική μάζα  $M_1^*$  της θεμελιώδους ιδιομορφής υπολογίζονται από τις εξισώσεις (3.6) και (3.7), αντίστοιχα. Με βάση τα αριθμητικά δεδομένα του Πίνακα 3.3 έχουμε

Πίνακας 3.3.: Δυναμικά χαρακτηριστικά επταώροφου πλαίσιακού φορέα

Στάθμη	$z_i$ (m)	$\Delta z_i$ (m)	$w_i$ (kN)	$m_i$ (kN sec <sup>2</sup> /m)	$\varphi_{i1}$	$m_i \varphi_{i1} / \sum m_j \varphi_{j1}$	$F_i$ (kN)
7	20.00		6272	640	1.000	0.211	2234
6	17.35	2.65	6494	662	0.938	0.205	2170
5	14.70	2.65	6494	662	0.839	0.184	1941
4	12.05	2.65	6494	662	0.703	0.154	1626
3	9.40	2.65	6494	662	0.535	0.117	1237
2	6.75	2.65	6494	662	0.351	0.077	812
1	4.10	2.65	8140	830	0.188	0.052	545
0	0.00	4.10	0.00	0.00	0.000	0.000	0
$\Sigma$		20.00	46882	4780			10565

$$\Gamma_1 = \sum m_j \varphi_{j1} / \sum m_j \varphi_{j1}^2 = 3024.33 / 2316.21 = 1.31$$

$$M_1^* = [\sum m_j \varphi_{j1}]^2 / \sum m_j \varphi_{j1}^2 = 3024.33^2 / 2316.21 = 3948.94 \text{ kN sec}^2/\text{m}$$

Η τέμνουσα βάσης που προκύπτει για την κατασκευή που ταλαντώνεται με τη θεμελιώδη ιδιομορφή δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$V_o = M_1^* \Phi_e(T_o) = (3948.94)(0.273g) = 10565 \text{ kN} \quad (3.14)$$

Οι δυνάμεις  $F_i$  που αναγράφονται στην τελευταία στήλη του Πίνακα 3 αποτελούν την αρχική κατανομή των οριζόντιων πλευρικών φορτίων καθ' ύψος του κτιρίου, προκειμένου να εκτελεστεί η πρώτη από τις ελαστικές αναλύσεις που απαιτούνται για να προσεγγιστεί το συνολικό διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης της κατασκευής, σύμφωνα με τη σχέση (3.2). Επειδή  $M_1^* = 3948.94 \text{ kN sec}^2/\text{m} > 0.75 \times \sum m_i = 0.75 \times 4780 = 3585.00 \text{ kN sec}^2/\text{m}$ , η κατανομή των πλευρικών φορτίων έγινε με βάση το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής, σύμφωνα με την εξίσωση (3.2).

### 3.5.2 Καμπύλη Ικανότητας

Για να σχηματιστεί η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής ακολουθείται η διαδικασία που περιγράφεται στην §3.3.1.2. Στο Σχήμα 3.9 φαίνεται τόσο η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής όσο και η εξιδανικευμένη διγραμμική απεικόνισή της που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της απαιτήσης σε μετακίνηση. Η πρώτη ελαστική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε έδειξε ότι ορισμένες από τις δοκούς του πλαισιακού φορέα ενδέχεται να έχουν σημαντικές απαιτήσεις πλαστιμότητας, αφού οι δρώσες ελαστικές ροπές που προέκυψαν ήταν μεγαλύτερες από τη ροπή διαρροής των δοκών αυτών.

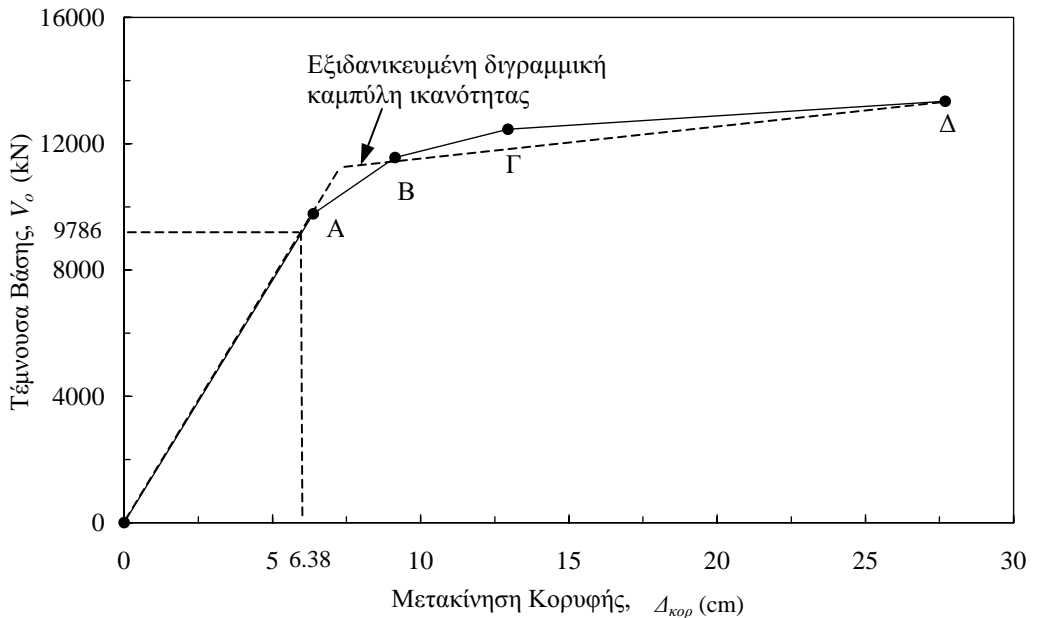
Προκειμένου να προσδιοριστεί το πρώτο σημείο διαρροής της κατασκευής (σημείο Α), η τέμνουσα βάσης μειώθηκε από  $V_o = 10565$  kN σε  $V_o^A = 9786$  kN, όπως αναφέρθηκε στην §3.3.1.2. Κατ' αντιστοιχία η μετακίνηση της κορυφής μειώθηκε από  $\Delta_{κορ} = 6.95$  cm, που αντιστοιχεί στην τέμνουσα βάσης  $V_o = 10565$  kN, σε  $\Delta_{κορ} = 6.38$  cm για  $V_o^A = 9786$  kN.

Μετά το τέλος του πρώτου υπολογιστικού βήματος το αναλυτικό προσομοίωμα της κατασκευής τροποποιήθηκε κατάλληλα ώστε να ληφθεί υπόψη ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στις θέσεις των δοκών που διέρρευαν. Το νέο προσομοίωμα, που αντιστοιχεί στο τμήμα ΑΒ του διαγράμματος στο Σχήμα 3.9, παρέλαβε μία επιπλέον τέμνουσα βάσης ίση με 1779 kN έως τη διαρροή μίας νέας ομάδας στοιχείων. Η αντίστοιχη επιπλέον μετακίνηση ήταν 2.76 cm. Κατά συνέπεια, το σημείο Β της καμπύλης ικανότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης  $V_o^B = 11565$  kN και μετακίνηση κορυφής  $\Delta_{κορ} = 9.14$  cm. Ακολούθησε νέα τροποποίηση του αναλυτικού προσομοιώματος και προσδιορισμός του σημείου Γ που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης  $V_o^Γ = 12454$  kN και μετακίνηση κορυφής  $\Delta_{κορ} = 12.95$  cm. Η ανάλυση που έγινε μετά από μία τρίτη τροποποίηση του προσομοιώματος έδειξε ότι η κατασκευή είναι ικανή να παραλάβει επιπλέον οριζόντιο φορτίο 890 kN ήτοι συνολική τέμνουσα βάσης  $V_o^Δ = 13344$  kN με μία σημαντική αύξηση της μετακίνησης κορυφής της τάξης των 14.74 cm, μετακινούμενη από το σημείο Γ στο σημείο Δ.

Πρέπει να σημειωθεί, ότι στο τέλος κάθε βήματος, εκτός από την τέμνουσα βάσης και τη μετακίνηση κορυφής, υπολογίζονται επίσης οι συνολικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων της κατασκευής με επαλληλία των πλευρικών μετακινήσεων στα διαδοχικά προσομοιώματα.

Στο σημείο Δ οι μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων της κατασκευής με ύψος 2.65 m που είχαν υποστεί τη μεγαλύτερη απομείωση της δυσκαμψίας τους ξεπέρασαν τα 5.1 cm, με αποτέλεσμα ο λόγος της μετακίνησης προς το ύψος του ορόφου να είναι μεγαλύτερος από 0.02 και καθώς η τιμή αυτή του λόγου μετακίνησης είναι οριακή για την ικανοποίηση των κριτηρίων της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας που ορίζεται ως προστασία της

ζωής και της περιουσίας των ενοίκων του κτιρίου, κρίθηκε σκόπιμο να μη συνεχιστεί η ανάλυση πέρα από το σημείο Δ.\*



Σχήμα 3.9.: Διγραμμική απεικόνιση καμπύλης ικανότητας.

### 3.5.3 Απαίτηση σε Μετακίνηση

Όπως φαίνεται από το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης του Σχήματος 3.9, για τον επταώροφο πλαισιακό φορέα του παραδείγματος η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  είναι ίση με την ελαστική πλευρική δυσκαμψία  $K_0$ , η τιμή της οποίας είναι

$$K_0 = V_o^A / \Delta_{κορ}^A = 9786 / 6.38 = 1534 \text{ kN/m}$$

Η ελαστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_0$  που προέκυψε από τη δυναμική φασματική ανάλυση είναι 0.88 sec. Επομένως, η ισοδύναμη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_e$  μπορεί να προσδιοριστεί από τη σχέση (3.8)

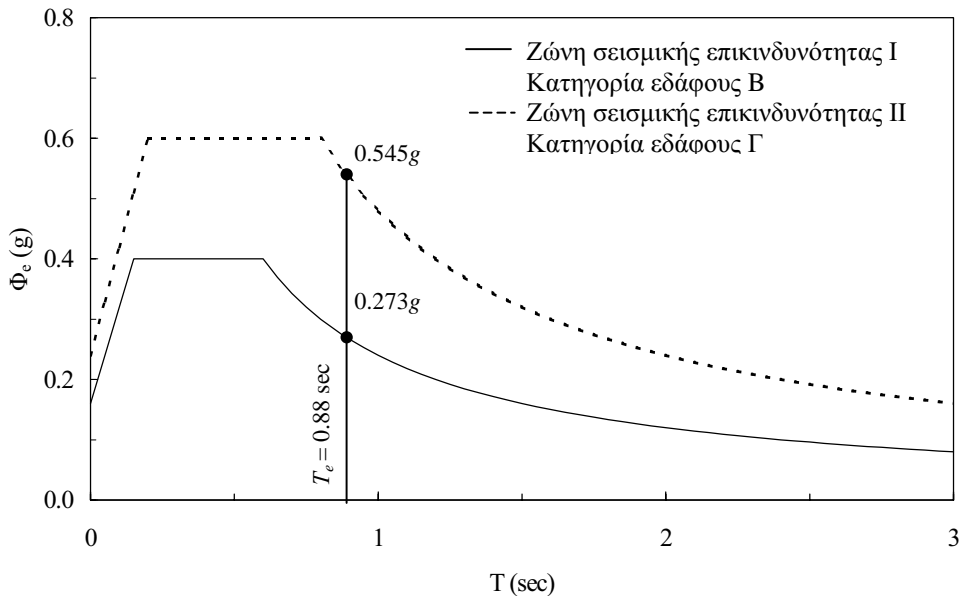
$$T_e = T_0 \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 0.88 \sqrt{\frac{1534}{1534}} = 0.88 \text{ sec}$$

\* ATC 40 και FEMA 356.

Προκειμένου να υπολογιστεί η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$  απαιτείται ο προσδιορισμός των διορθωτικών συντελεστών  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$ :

- Πολλαπλασιάζοντας το συντελεστή συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής  $\Gamma_1 = 1.31$  με τη συνιστώσα της θεμελιώδους ιδιομορφής στη στάθμη της οροφής του κτιρίου  $\varphi_{71} = 1.00$  (βλέπε Πίνακα 3.3) προκύπτει  $C_0 = 1.31 \times 1.00 = 1.31$ .
- Επειδή  $T_e = 0.88 \text{ sec} > T_2 = 0.60 \text{ sec}$ , σύμφωνα με τη σχέση (3.10) προκύπτει  $C_1 = 1.0$ .
- Θεωρώντας συντηρητικά φορέα τύπου 1, για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας και για  $T_e > T_2$ , από τον Πίνακα 3.2 προκύπτει  $C_2 = 1.1$ .
- Θεωρώντας ότι η μετελαστική δυσκαμψία της καμπύλης ικανότητας είναι θετική ο  $C_3$  λαμβάνεται ίσος με 1.0.

Με δεδομένο ότι η φασματική επιτάχυνση  $\Phi_e$  είναι:  $\Phi_e(T_e) = 0.273g$  (Σχήμα 3.10), η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται από τη σχέση (3.9)



Σχήμα 3.10.: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού.



$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 \Phi_e \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1.31 \times 1.0 \times 1.1 \times 1.0 \times 0.273 \times \frac{0.88^2}{4\pi^2} \times 9.800$$

$$\times 100 = 7.56 \text{ cm}$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι αν η ίδια επτάωροφη κατασκευή βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, ήτοι με μέγιστη επιτάχυνση εδάφους  $A = 0.24g$ , αντί για I και είναι θεμελιωμένη σε έδαφος κατηγορίας Γ αντί για Β, η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 10, είναι:  $\Phi_e(T_e) = 0.545g$ , οπότε η αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση αυξάνεται σε  $\delta_i = 15.12 \text{ cm}$ , δηλαδή είναι διπλάσια σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση.

### 3.6 Διαδικασία ελέγχου συμπεριφοράς

Αφού έχει προσδιοριστεί η απαίτηση σε μετακίνηση ακολουθεί ο έλεγχος συμπεριφοράς της κατασκευής. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι σε γενικές γραμμές η ακόλουθη:

- Αρχικά ελέγχεται η συνολική συμπεριφορά της κατασκευής έτσι ώστε να επαληθευτεί, ότι η ικανότητα παραλαβής οριζόντιων σεισμικών φορτίων δεν έχει μειωθεί πάνω από το 20% της μέγιστης τιμής της. Επίσης, για την απαίτηση σε μετακίνηση που έχει υπολογιστεί, οι τιμές των λόγων της πλευρικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων προς το ύψος τους δεν πρέπει να ξεπερνούν τις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές που αντιστοιχούν στην επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής.\*
- Στη συνέχεια γίνεται κατηγοριοποίηση των επιμέρους φορέων του φέροντος οργανισμού σε διάφορους τύπους. Οι πιο συνηθισμένοι από αυτούς, είναι πλαισιακοί φορείς δοκών και υποστυλωμάτων ή πλακών και υποστυλωμάτων, αντισεισμικά τοιχώματα, διαφράγματα, θεμελιώσεις, κλπ.
- Όπως προαναφέρθηκε στην εισαγωγική ενότητα, πριν ακόμη γίνει η ανάλυση, έχει προηγηθεί διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής που συνεισφέρουν στην πλευρική δυσκαμψία ή φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή από τα σεισμικά φορτία, σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα.
- Για κάθε έναν από τους επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού προσδιορίζονται τα κρίσιμα στοιχεία και ελέγχονται οι δράσεις που

\* FEMA 356, ATC 40 και ΚΑΝΕΠΕ.

καταπονούν τα στοιχεία αυτά ανάλογα με το αν είναι πλάστιμες ή μη πλάστιμες.

- Προκειμένου η κατασκευή να ανταποκρίνεται στους ελάχιστους ανεκτούς στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού που αντιστοιχούν στην επιλεγείσα στάθμη επιτελεσματικότητας, η απαίτηση σε αντοχή καθώς και η παραμόρφωση των κρίσιμων στοιχείων πρέπει να είναι μικρότερες από συγκεκριμένες 'οριακές' τιμές που αντιστοιχούν στα κριτήρια επιτελεσματικότητας της στάθμης.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Lin, Y.Y., Chang, K.C., Wang, Y.L. (2004), Comparison of displacement coefficient method and capacity spectrum method with experimental results of RC columns, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **33**, 1, pp. 35-48.
2. Jan, T.S., Liu, M.W., Kao, Y.C. (2004), An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings, *Engineering Structures*, **26**, 1, pp. 117-128.
3. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2002), Κανονισμός Επεμβάσεων, Προσχέδιο Κειμένου - 0, Αθήνα.
4. Chopra, A.K., Goel, R.K. (2002), A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**, 3, pp. 561-582.
5. Elnashai, A.S. (2002), Do we really need inelastic dynamic analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, **6**, pp. 123-130, Special Issue S1.
6. Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. (2001), A displacement-based seismic design procedure for RC buildings and comparison with EC8, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **30**, 10, pp. 1439-1462.
7. Lu, Y., Hao, H., Carydis, P.G. (2001), Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels, *Engineering Structures*, **23**, 5, pp. 537-547.
8. Xue, Q. (2001), A direct displacement-based seismic design procedure of inelastic structures, *Engineering Structures*, **23**, 11, pp. 1453-1460.
9. Federal Emergency Management Agency (2000), FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Chapters 2 and 3, Washington D.C., November.
10. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Αθήνα.
11. Ekwueme, C.G. (1999), Determination of displacement limits for the seismic rehabilitation of concrete buildings, *Structural Design of Tall Buildings*, **8**, 2, pp. 79-115.

12. Whittaker, A., Constantinou, M., Tsopelas, P. (1998), Displacement estimates for performance-based seismic design, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **124**, 8, pp. 905-912.
13. Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. (1998), Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, *Engineering Structures*, **20**, (4-6), pp. 452-464.
14. American Technology Council (1996), ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report No. SSC 96-01, Volume 1, Chapter 8, November.
15. Spyrakos, C.C. (1995), *Finite Element Modeling in Engineering Practice*, Algor Publishing Division, Pittsburgh, PA.

# Κεφάλαιο 4

---

## ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ

---

### 4.1 Εισαγωγή: Χρήση παραδοσιακών μεθόδων

Ένας μεγάλος αριθμός κατασκευών και τεχνικών έργων υποδομής σε παγκόσμιο επίπεδο προσεγγίζουν το όριο της συμβατικής διάρκειας ζωής τους και κατά συνέπεια χρήζουν ελέγχου και ενδεχομένως επέμβασης με σκοπό την αποκατάσταση της στατικής τους επάρκειας. Η ταχεία γήρανση ιδιαίτερα των κατασκευών που βρίσκονται σε δυσμενές, έντονα διαβρωτικό περιβάλλον\* καθιστούν περισσότερο επιτακτική την ανάγκη της επέμβασης. Πέρα από τα φυσικά αίτια, άλλοι παράγοντες που συμβάλλουν καθοριστικά στη λήψη απόφασης επέμβασης είναι η αλλαγή χρήσης μίας κατασκευής, καθώς και η αύξηση της σεισμικής απαίτησης που επιβάλλεται από τους νέους αντισεισμικούς κανονισμούς, ιδιαίτερα για κατασκευές που βρίσκονται σε περιοχές αυξημένης σεισμικής διακινδύνευσης.

Η αποδοτικότερη εφαρμογή των διατιθέμενων μεθόδων για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών προϋποθέτει τη χρήση υλικών και τεχνολογιών μέσω των οποίων μπορεί να αποκατασταθεί ή τουλάχιστον να βελτιωθεί η στατική επάρκεια του δομήματος με τρόπο οικονομικό και αποτελεσματικό. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται κυρίως για το σκοπό αυτό είναι το σκυρόδεμα και ο χάλυβας. Το κυριότερο πλεονέκτημα των υλικών αυτών, που συχνά χαρακτηρίζονται ως ‘συμβατικά’, σε σχέση με τα νέα υλικά, όπως τα ινοπλισμένα πολυμερή που παρουσιάζονται σε επόμενο κεφάλαιο, είναι η πολύ καλή γνώση των ιδιοτήτων τους και η μακροχρόνια εφαρμογή τους στην πράξη. Επιπλέον, κατασκευές που είχαν υποστεί βλάβες λόγω σεισμικής δράσης και επισκευάστηκαν ή ενισχύθηκαν με κάποια από τις παραδοσιακές μεθόδους, κατά κανόνα επέδειξαν πολύ καλή

---

\* Κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος 3 και 4 του ΕΚΩΣ 2000.

συμπεριφορά σε μεταγενέστερους σεισμούς. Για τους λόγους αυτούς, οι παραδοσιακές μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης θεωρούνται σήμερα εξαιρετικά αξιόπιστες και αποτελούν συνήθη πρακτική επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές.

Αν και οι περισσότερες από αυτές τις μεθόδους έχουν ένα ιδιαίτερα ευρύ φάσμα εφαρμογών, η επιλογή της πλέον κατάλληλης τόσο από πλευράς απόδοσης όσο και οικονομίας προϋποθέτει την εμπειρία του μηχανικού που έχει αναλάβει τη μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού της κατασκευής. Πολύτιμο εργαλείο στην προσπάθεια του αυτή αποτελεί η ακριβής γνώση της υφιστάμενης κατάστασης της κατασκευής που επιτυγχάνεται μέσω ενός προγράμματος διαγνωστικών ελέγχων, έτσι ώστε να προσδιοριστούν οι ακριβείς ιδιότητες του σκυροδέματος και του χάλυβα των σιδηροπλισμών του δομήματος που πρόκειται να επισκευαστεί ή να ενισχυθεί.

Στις ενότητες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι κυριότερες παραδοσιακές μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πρέπει να σημειωθεί ότι υπάρχουν δύο γενικές προσεγγίσεις όσον αφορά στις μεθόδους αυτές. Σύμφωνα με τις *ενεργητικές* μεθόδους, τα δομικά στοιχεία αναβαθμίζονται ώστε να μπορούν να παραλάβουν τόσο τα μελλοντικά (κινητά, επικαλύψεις, κτλ.) όσο και τα παρόντα (μόνιμα) φορτία. Οι ενεργητικές μέθοδοι συνήθως περιλαμβάνουν προένταση ή τοποθέτηση μανδύων στα ενισχυόμενα μέλη με σκοπό την κατάργηση των παραμεινουσών τάσεων σε αυτά. Οι *παθητικές* μέθοδοι αναφέρονται σε επεμβάσεις για την παραλαβή αποκλειστικά των μελλοντικών φορτίων. Κατά συνέπεια, ο πρόσθετος οπλισμός που τοποθετείται στο στοιχείο καθίσταται ενεργός μόνο αφού η διατομή υποστεί παραμορφώσεις λόγω των νέων φορτίων που καλείται να παραλάβει.

## **4.2 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων**

Η συμπεριφορά του στοιχείου που προκύπτει με εφαρμογή μίας από τις μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης που αναφέρθηκαν στην §2.2 εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την απόκριση της διεπιφάνειας παλαιού και νέου στοιχείου. Η απόκριση της διεπιφάνειας μεταβάλλεται ανάλογα με το βαθμό ολίσθησης που επιτρέπει ο τρόπος σύνδεσης των δύο στοιχείων κατά μήκος της μεταξύ τους διεπιφάνειας και εκφράζεται μέσω ενός διαγράμματος διατμητικού φορτίου-ολίσθησης.

Επειδή η διαδικασία για τον υπολογισμό της σχετικής ολίσθησης και κατά συνέπεια ο σχεδιασμός των σύνθετων μελών που προκύπτουν μετά την επέμβαση προϋποθέτει τη χρήση αναλυτικών προσομοιωμάτων και είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη, σε συνήθη οικοδομικά έργα η συνήθης πρακτική είναι να εφαρμόζεται η απλούστερη προσεγγιστική μέθοδος της εφαρμογής κατάλληλων *συντελεστών μονολιθικότητας*.

Οι συντελεστές μονολιθικότητας είναι διορθωτικοί συντελεστές που εκφράζουν την αβεβαιότητα στην προσομοίωση των διατομών που υφίστανται την επέμβαση. Συσχετίζουν τα πραγματικά χαρακτηριστικά απόκρισης της επισκευασμένης ή ενισχυμένης διατομής με τα αντίστοιχα μιας μονολιθικής διατομής και διακρίνονται σε συντελεστές *μονολιθικότητας δυσκαμψίας*  $k_k$  και συντελεστές *μονολιθικότητας αντοχής*  $k_r$ . Είναι προφανές ότι οι συντελεστές μονολιθικότητας παίζουν το ρόλο μειωτικών συντελεστών οπότε παίρνουν πάντα τιμές μικρότερες ή ίσες της μονάδας. Συνήθως είναι  $k_k < k_r$ , δηλαδή η ασυνέχεια μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου επιδρά περισσότερο στη δυσκαμψία παρά στην αντοχή του στοιχείου.

Η επιλογή των κατάλληλων συντελεστών μονολιθικότητας για κάθε είδος επέμβασης προκύπτει με βάση πειραματικά αποτελέσματα, με την προϋπόθεση ότι τα πειράματα εκτελούνται σε συνθήκες ανάλογες με αυτές που εφαρμόζονται στην πράξη και επομένως είναι αξιόπιστα. Λόγω έλλειψης πειραματικών δοκιμών, είναι εξαιρετικά σύνθετες στη διαστασιολόγηση των επισκευασμένων ή ενισχυμένων στοιχείων να υπεισέρχεται σε μεγάλο βαθμό η κρίση του μηχανικού του έργου. Γενικά πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη του μέγιστου δυνατού βαθμού μονολιθικότητας της σύνθετης διατομής. Κατά συνέπεια συνιστάται να λαμβάνονται όλα τα απαραίτητα μέτρα, π.χ. χρήση επαρκούς αριθμού βλήτρων και αγκυρίων, έτσι ώστε να ικανοποιείται το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου.

Στην περίπτωση επισκευής μικρών σχετικά βλαβών, δηλαδή είτε ελαφράς ρηγμάτωσης που αποκαθίσταται με χρήση εποξικών ρητινών είτε μερικής αποδιοργάνωσης του σκυροδέματος της διατομής που επισκευάζεται με τοπική αποκατάσταση ίσης διατομής, μπορούν να χρησιμοποιούνται συντελεστές μονολιθικότητας ίσοι με τη μονάδα τόσο για τη δυσκαμψία όσο και για την αντοχή του επισκευασμένου στοιχείου. Αντίστοιχα για την ενίσχυση με χρήση επικολλητών χαλύβδινων φύλλων συνήθως επιλέγονται συντελεστές μονολιθικότητας ίσοι με τη μονάδα εφόσον δεν διατίθενται πληρέστερα πειραματικά αποτελέσματα.

#### 4.2.1 Συντελεστές Μονολιθικότητας Δυσκαμψίας

Αναφέρονται στην απομείωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών της σύνθετης διατομής που προκύπτει μετά την επέμβαση ως προς τα αντίστοιχα της ίδιας διατομής θεωρούμενης ως μονολιθικής

$$k_k = \frac{\text{Δυσκαμψία σύνθετης διατομής}}{\text{Δυσκαμψία "ίδιας" μονολιθικής διατομής}} \leq 1 \quad (4.1)$$

Μικρότεροι συντελεστές μονολιθικότητας  $k_k$  συνεπάγονται μείωση των εντατικών μεγεθών που αναλαμβάνουν τα επισκευασμένα ή ενισχυμένα στοιχεία, ενώ παράλληλα αυξάνουν τα εντατικά μεγέθη που καλούνται να αναλάβουν τα υπόλοιπα.

#### **4.2.2 Συντελεστές Μονολιθικότητας Αντοχής**

Αφορούν στην απομείωση της αντοχής, δηλαδή της ικανότητας παραλαβής αξονικού, διατμητικού ή καμπτικού φορτίου, της σύνθετης διατομής ως προς την αντίστοιχη της ίδιας διατομής θεωρούμενης ως μονολιθικής

$$k_r = \frac{\text{Αντοχή σύνθετης διατομής}}{\text{Αντοχή "ίδιας" μονολιθικής διατομής}} \leq 1 \quad (4.2)$$

Οι συντελεστές μονολιθικότητας αντοχής εφαρμόζονται κατά τη διαστασιολόγηση του επισκευαζόμενου ή ενισχυόμενου μέλους απομειώνοντας την αντοχή του, έτσι ώστε να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφαλείας

$$S_d \leq k_r R_d \quad (4.3)$$

όπου  $S_d$  και  $R_d$  είναι η δράση και η αντίσταση σχεδιασμού του μέλους, αντίστοιχα, για το συγκεκριμένο είδος καταπόνησης. Η εφαρμογή μικρότερων συντελεστών μονολιθικότητας αντοχής έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση του απαιτούμενου οπλισμού της διατομής.

### **4.3 Επισκευή και ενίσχυση δοκών**

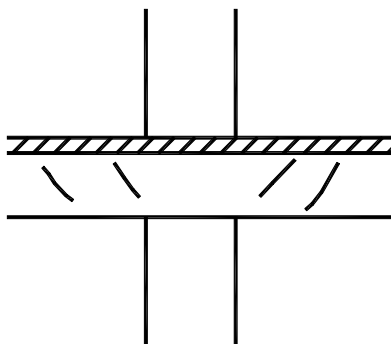
Οι δοκοί είναι τα δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα που αποτελούν συνηθισμένο αντικείμενο επέμβασης, είτε λόγω βλαβών που έχουν υποστεί είτε λόγω πρόσθετων φορτίων που καλούνται να παραλάβουν. Η επέμβαση είναι δυνατό να περιλαμβάνει μόνο την επισκευή των υφιστάμενων βλαβών, όπου αυτές υπάρχουν, ή επιπλέον την ενίσχυση της δοκού, δηλαδή την περαιτέρω βελτίωση των ιδιοτήτων της.

Σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης, οι βλάβες επικεντρώνονται κατά κανόνα στην περιοχή του κόμβου δοκού και υποστυλώματος. Κατά συνέπεια, στις περιπτώσεις αυτές η επέμβαση στις βλαμμένες δοκούς αποτελεί μέρος ενός ευρύτερου σχεδίου επεμβάσεων που μπορεί να περιλαμβάνει τους κόμβους καθώς και τα κατακόρυφα στοιχεία που συντρέχουν σε αυτούς.

### 4.3.1 Επισκευή Δοκών

Η διαδικασία επισκευής μίας δοκού έχει ως στόχο την αποκατάσταση των χαρακτηριστικών που είχε πριν υποστεί τις βλάβες όσον αφορά τόσο στην αντοχή όσο και στη δυσκαμψία της. Όπως προαναφέρθηκε, η επιλογή της μεθόδου επισκευής εξαρτάται από το βαθμό της βλάβης που έχει υποστεί η δοκός.

Στην περίπτωση ελαφρών βλαβών, η επισκευή της δοκού γίνεται με συγκόλληση των ρωγμών με εποξική ρητίνη (Σχήμα 4.1). Εάν επιπλέον της ρηγματώσης παρατηρείται επιφανειακή αποφλοιώση του σκυροδέματος χωρίς όμως αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της διατομής του πυρήνα, ο φλοιός αποκαθίσταται με χρήση επισκευαστικού κονιάματος. Το κονίαμα που επιλέγεται έχει συνήθως ως βάση κάποιο είδος ρητίνης, εκτός εάν το βάθος της αποφλοιώσης είναι μεγαλύτερο, οπότε προτιμώνται μη συρρικνούμενα κονιάματα με βάση το τσιμέντο.



Σχήμα 4.1.: Ρητινενέσεις για συγκόλληση ρωγμών σε δοκό.

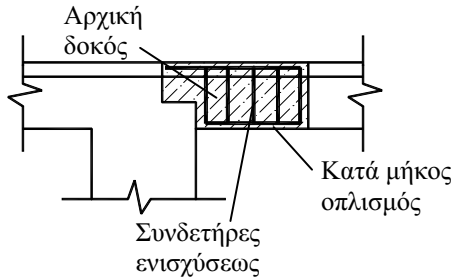
Εάν η δοκός έχει υποστεί τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος σε περιορισμένη έκταση, η διαδικασία που υιοθετείται για την επισκευή της περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- Υποστύλωση της δοκού.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Τοποθέτηση στην εξωτερική παρειά της δοκού ελαφρού δομικού πλέγματος (Σχήμα 4.2).
- Διάστρωση εκτοξευόμενου ή έγχυτου σκυροδέματος.

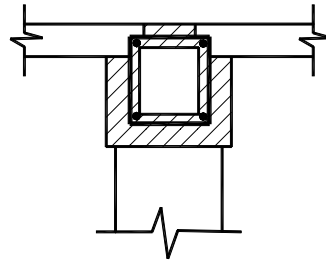
Εναλλακτικά, αντί για την επισκευή του βλαμμένου στοιχείου με τοποθέτηση πλέγματος, συχνά επιλέγεται η ταυτόχρονη ενίσχυση της δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Πριν την κατασκευή του μανδύα, απαιτείται θραύση της πλάκας στην περιοχή που θα τοποθετηθεί ο μανδύας



και εκτράχυνση της εξωτερικής επιφάνειας της δοκού που θα συνδεθεί με αυτόν. Στη συνέχεια τοποθετούνται κατά μήκος οπλισμοί και συνδετήρες (Σχήμα 4.3). Για την κατασκευή του μανδύα χρησιμοποιείται έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

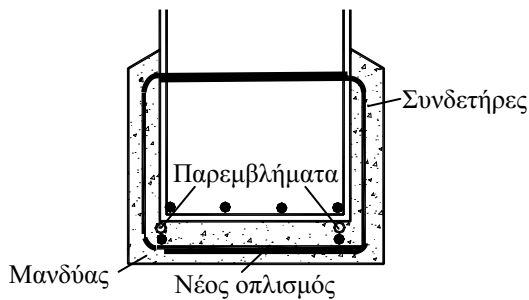


**Σχήμα 4.2:** Επισκευή δοκού με ελαφρύ δομικό πλέγμα.



**Σχήμα 4.3:** Επισκευή δοκού με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

Εάν οι βλάβες της δοκού οφείλονται σε κάμψη, πριν τη διάστρωση του σκυροδέματος για τη δημιουργία του μανδύα, γίνεται αποκάλυψη του υπάρχοντος οπλισμού της δοκού σε ορισμένες θέσεις και συγκόλληση νέου οπλισμού κάμψης πάνω στον παλιό μέσω παρεμβλημάτων (Σχήμα 4.4). Η σύνδεση του μανδύα με την υφιστάμενη διατομή από σκυρόδεμα γίνεται είτε με συνδετήρες, οι οποίοι αγκυρώνονται σε οριζόντιες οπές που διανοίγονται στον κορμό της δοκού που ενισχύεται, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.4, είτε με χημικώς πακτωμένα βλήτρα. Όταν η ενίσχυση της δοκού συνοδεύεται από αύξηση του πάχους της υπερκείμενης πλάκας, οι συνδετήρες για τη σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου περικλείουν ολόκληρη την ενισχυόμενη δοκό.



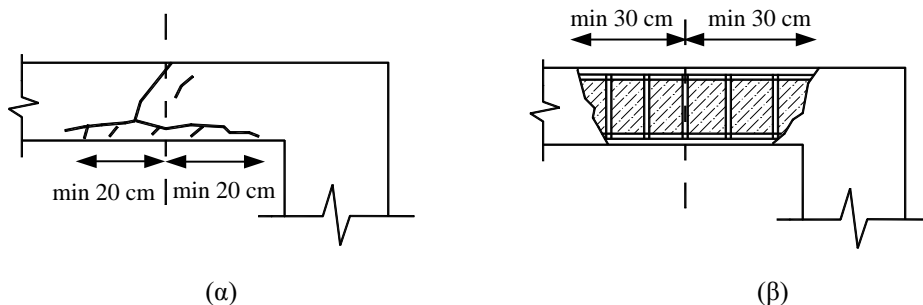
**Σχήμα 4.4:** Μανδύας για επισκευή δοκού σε κάμψη.

Ένα σημαντικό πρόβλημα που αντιμετωπίζεται συνήθως στην κατασκευή του μανδύα, είναι η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος. Για το λόγο αυτό συνιστάται να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα με κατάλληλα

χημικά πρόσθετα ή να αντικαθίσταται το τσιμέντο από μη συρρικνούμενη κονία, ενώ οι κόκκοι του αδρανούς πρέπει να είναι μικρότεροι ή ίσοι με τους κόκκους του υπάρχοντος σκυροδέματος.

Όταν εμφανίζεται πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος τμήματος της δοκού που συνοδεύεται από βλάβες τόσο του διαμήκους, όσο και του εγκάρσιου οπλισμού, η τεχνική που εφαρμόζεται είναι η εξής:

- Υποστύλωση της δοκού.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος σε ολόκληρο το βλαμμένο τμήμα της δοκού (Σχήμα 4.5α) και προσεκτικός καθαρισμός της εναπομένουσας διατομής.
- Έλεγχος του υπάρχοντος διαμήκους οπλισμού και ενίσχυση αυτού εάν απαιτείται με ηλεκτροσυγκόλληση νέων ράβδων.
- Απομάκρυνση των διαρρηγμένων και τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων (Σχήμα 4.5β).
- Διαμόρφωση των παρειών του παλαιού σκυροδέματος.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Σκυροδέτηση του καθαιρεθέντος τμήματος με έγχυτο σκυρόδεμα ή διάστρωση εγκιβωτισμένου σκυροδέματος (pre-packed concrete).



Σχήμα 4.5.: Επισκευή δοκού με καθαίρεση και αποκατάσταση ίσης διατομής. (α) Ρηγματωμένη διατομή. (β) Προσθήκη νέου οπλισμού.

Όσον αφορά στη συμπεριφορά των επισκευασμένων δοκών, θεωρούμε ότι με σωστή εφαρμογή μίας από τις παραπάνω μεθόδους, τόσο η δυσκαμψία όσο και η αντοχή τους μπορούν να αποκατασταθούν πλήρως. Κατά συνέπεια οι διορθωτικοί συντελεστές μονολιθικότητας  $k_k$  και  $k_r$  μπορούν να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

#### 4.3.2 Ενίσχυση Δοκών

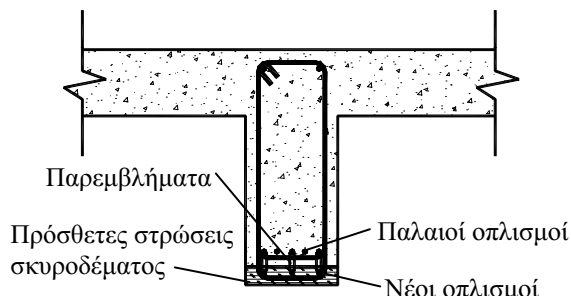
Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης μίας δοκού εξαρτάται άμεσα από τον επιδιωκόμενο στόχο. Κατά κανόνα, μεταξύ του συνόλου των δοκών της κατασκευής που ανασχεδιάζεται, ενισχύονται αυτές που

εμφανίζουν ανεπαρκή καμπτική ή/και διατμητική αντοχή με βάση τις απαιτήσεις και τα κριτήρια σχεδιασμού της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας, όπως αναπτύσσονται στην αρχή του Κεφαλαίου 3. Επίσης, ένας άλλος συνηθής λόγος ενίσχυσης είναι η αύξηση των φορτίων που καλείται να παραλάβει η υπόψη δοκός λόγω αλλαγής χρήσης του κτιρίου.

#### *4.3.2.1 Ενίσχυση σε Κάμψη με Πρόσθετες Στρώσεις Σκυροδέματος*

Όταν η αντοχή μίας δοκού σε κάμψη δεν πληροί τα κριτήρια σχεδιασμού, είναι δυνατή η ενίσχυση του εφελκόμενου πέλματος με νέους διαμήκεις οπλισμούς που καλύπτονται από εκτοξευόμενο σκυροδέμα σε όλο το πλάτος της δοκού. Το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι της τάξης των 7 - 10 cm. Στη λιγότερο συνηθισμένη περίπτωση ενίσχυσης του θλιβόμενου πέλματος δεν είναι απαραίτητη η χρήση νέου οπλισμού, ενώ αντί για εκτοξευόμενο σκυροδέμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί έγχυτο.

Η παραπάνω τεχνική για ενίσχυση του κάτω πέλματος της δοκού φαίνεται στο Σχήμα 4.6. Πρέπει να σημειωθεί ότι πριν την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να γίνεται αποφόρτιση της ενισχυόμενης δοκού στο μέγιστο δυνατό βαθμό.



**Σχήμα 4.6.:** Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.

Όπως και στην περίπτωση της κατασκευής μανδύα, η σύνδεση του υπάρχοντος με το νέο οπλισμό γίνεται μέσω παρεμβλημάτων. Ανάλογα με την απόσταση μεταξύ των οπλισμών, τα παρεμβλήματα μπορούν να είναι καβίλιες ή αναρτήρες. Εναλλακτικά, όταν το πάχος της νέας στρώσης σκυροδέματος είναι μεγάλο, η σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου μπορεί να γίνει με μονότμητα ή δίτμητα βλήτρα. Το πλεονέκτημα της χρήσης βλήτρων είναι ότι με τον τρόπο αυτό αποφεύγονται οι αρνητικές συνέπειες της ηλεκτροσυγκόλλησης στις ιδιότητες του χάλυβα. Σε κάθε περίπτωση, η επιφάνεια του πέλματος που ενισχύεται πρέπει να έχει προηγουμένως εκτραχυνθεί έως ότου αποκαλυφθούν τα αδρανή. Η εκτράχυνση γίνεται με υδροβολή ή κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό. Η προσεκτική προετοιμασία

της διεπιφάνειας για τη σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου είναι ιδιαίτερα κρίσιμη προκειμένου να αποφευχθεί η αποκόλληση των πρόσθετων στρώσεων σκυροδέματος όταν η ενισχυμένη δοκός κληθεί να παραλάβει τα επιπλέον φορτία.

Παρόλο που η μέθοδος της ενίσχυσης δοκών με προσθήκη στρώσεων σκυροδέματος έχει εξαιρετικά ευρεία εφαρμογή, εξακολουθεί να παρουσιάζει μειονεκτήματα. Το κυριότερο από αυτά είναι ότι το νέο σκυρόδεμα, είτε έγχυτο είτε εκτοξευόμενο, υπόκειται σε συστολή ξηράνσεως έως ότου αναλάβει πλήρως την αντοχή του, ενώ αντίθετα οι διαστάσεις του αρχικού στοιχείου παραμένουν πρακτικά αμετάβλητες. Επειδή όμως τα δύο στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους και συμπεριφέρονται ως ενιαία διατομή, η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος παρεμποδίζεται, οπότε αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις. Εάν οι τάσεις αυτές είναι σημαντικές μπορεί να έχουν ως αποτέλεσμα τη ρηγμάτωση του προστιθέμενου στοιχείου ή την αποκόλλησή του από την υφιστάμενη διατομή. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος, όπως και στην περίπτωση της κατασκευής μανδύα, συνιστάται να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα με κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή να αντικαθίσταται το τσιμέντο από μη συρρικνούμενη κονία.

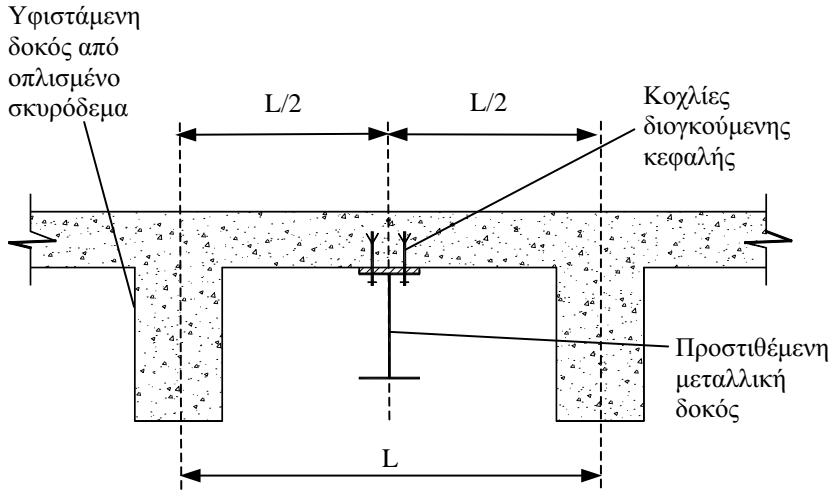
Ένα άλλο πιθανό πρόβλημα που σχετίζεται με την αύξηση της διατομής με προσθήκη σκυροδέματος είναι η διάβρωση του νέου οπλισμού και των βλήτρων που βρίσκονται σε επαφή με το παλαιό σκυρόδεμα λόγω ηλεκτροχημικής διάβρωσης του σκυροδέματος αυτού.

Οι συντελεστές μονολιθικότητας που χρησιμοποιούνται συνήθως για τη διαστασιολόγηση των νέων στοιχείων είναι  $k_k = 0.85$  και  $k_r = 0.90$ . Επίσης συνιστάται τα χαρακτηριστικά των νέων υλικών, χάλυβα και σκυροδέματος, που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση να μην υπολείπονται των χαρακτηριστικών των υφιστάμενων υλικών.

#### *4.3.2.2 Ενίσχυση με Προσθήκη Νέων Μεταλλικών Μελών*

Η προσθήκη νέων μελών αποτελεί μία οικονομική αλλά και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ανάλογα με την αντοχή της υπερκείμενης πλάκας, τα πρόσθετα μέλη μπορούν να τοποθετηθούν είτε μεταξύ των υφιστάμενων δοκών είτε σε επαφή με τις πλευρικές παρειές τους. Το προφανές πλεονέκτημα της τοποθέτησης των μελών στο μεσοδιάστημα μεταξύ των δοκών είναι η μείωση του ανοίγματος της πλάκας στο μισό, οπότε αυτόματα αυξάνεται σημαντικά η φέρουσα ικανότητα τόσο της πλάκας όσο και του συστήματος των δοκών (Σχήμα 4.7). Από την άλλη μεριά, τοποθετώντας τις νέες δοκούς στις παρειές των υφιστάμενων και εξασφαλίζοντας ότι θα λειτουργήσουν μαζί για την παραλαβή των φορτίων, δημιουργείται μία νέα σύνθετη διατομή με αυξημένη αντοχή σε σχέση με την αρχική.

Σύμφωνα με την παθητική προσέγγιση που αναφέρθηκε παραπάνω, οι νέες δοκοί παραλαμβάνουν μόνο τα πρόσθετα φορτία ενώ η υπάρχουσα πλάκα και οι δοκοί εξακολουθούν να φέρουν το ίδιο βάρος τους. Με βάση την ενεργητική προσέγγιση, απαιτείται ανύψωση με γρύλους της πλάκας και των δοκών έτσι ώστε να αναιρεθούν οι παραμορφώσεις που οφείλονται στα φορτία βαρύτητας πριν την τοποθέτηση των νέων μελών. Η διαδικασία αυτή είναι επίπονη και συχνά με μικρή ωφέλεια.

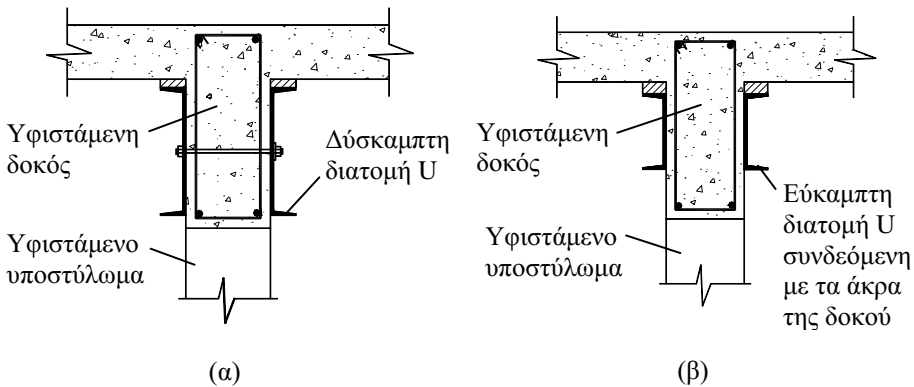


*Σχήμα 4.7.: Προσθήκη μεταλλικών δοκών στο μέσο του ανοίγματος της πλάκας.*

Συνήθως είναι ευκολότερο και ταχύτερο τα πρόσθετα μέλη να είναι από δομικό χάλυβα αντί για σκυρόδεμα. Η χρήση νέων στοιχείων από δομικό χάλυβα παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα. Αντίθετα η κατασκευή νέων δοκών από σκυρόδεμα απαιτεί κατασκευή ξυλότυπου και υποστήλωση, ενώ η σκυροδέτησή τους είναι δύσκολη λόγω της ύπαρξης της υφιστάμενης πλάκας. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η αποδοτικότητα των πρόσθετων μεταλλικών δοκών, πρέπει να ικανοποιείται το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στη διεπιφάνεια τους με τις ενισχυόμενες δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η προσθήκη μεταλλικών διατομών U σε κάθε πλευρά μιας υφιστάμενης δοκού αποτελεί μία ακόμα πρακτική για την ενίσχυση δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.8α, για να συμμετέχουν εξίσου στην παραλαβή των φορτίων, οι τρεις δοκοί συνιστάται να συνδέονται μεταξύ τους με αγκύρια που διαπερνούν το σώμα της δοκού από σκυρόδεμα και κοχλιώνονται στις ακραίες μεταλλικές δοκούς. Κατά τη διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών ενίσχυσης, η επιφάνεια

της πλάκας πάνω από την υπόψη δοκό πρέπει να εκκενώνεται έτσι ώστε να απομακρύνονται τα κινητά φορτία από τη δοκό.

Μία άλλη παρόμοια τεχνική για την ενίσχυση δοκών φαίνεται στο Σχήμα 4.8β. Σύμφωνα με αυτή, εύκαμπτες μεταλλικές διατομές U τοποθετούνται στις δύο παρειές της δοκού που ενισχύεται, αλλά συνδέονται με αυτή μόνο στα άκρα τους. Ο σκοπός της σύνδεσης τους κατ' αυτό τον τρόπο είναι η ανακούφιση της υφιστάμενης δοκού από μέρος των φορτίων που της ασκούνται μέσω της επιβολής σε αυτή δυνάμεων με φορά προς τα πάνω. Αυτό επιτυγχάνεται είτε επιβάλλοντας προκαθορισμένη τιμή θετικής παραμόρφωσης στις δοκούς είτε τοποθετώντας σφήνες στο κενό μεταξύ της κάτω παρειάς της πλάκας και τις μεταλλικές διατομές. Ένα σημαντικό πλεονέκτημα της συγκεκριμένης μεθόδου ενίσχυσης σε σχέση με αυτή που απεικονίζεται στο Σχήμα 4.8α είναι ότι δεν απαιτείται η ικανοποίηση του συμβιβαστού των παραμορφώσεων στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου. Το γεγονός ότι η δυσκαμψία των μεταλλικών διατομών δεν απαιτείται να είναι συγκρίσιμη με αυτή των δοκών από σκυρόδεμα καθιστά δυνατή τη χρήση ελαφρών εύκαμπτων μεταλλικών δοκών, σε αντίθεση με τις βαριές δύσκαμπτες δοκούς που απαιτούνται για την εφαρμογή της προηγούμενης μεθόδου.



**Σχήμα 4.8.:** Προσθήκη νέων μεταλλικών μελών στις παρειές υφιστάμενης δοκού.

(α) Δύσκαμπτες διατομές. (β) Εύκαμπτες διατομές.

Πρέπει να σημειωθεί ότι σε ορισμένες περιπτώσεις η προσθήκη νέων μεταλλικών δοκών δεν αποτελεί τη βέλτιστη λύση. Όταν η ενισχυμένη δοκός έχει αυξημένες απαιτήσεις πυροπροστασίας, όταν λόγοι αισθητικής επιβάλλουν την παρουσία αποκλειστικά σκυροδέματος στην κατασκευή που θα προκύψει ή όταν το κόστος της μεταφοράς των μελών από χάλυβα είναι μεγάλο σε σχέση με το κόστος της παραγωγής σκυροδέματος στη θέση του έργου, επιλέγεται συνήθως η αύξηση της διατομής με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, σύμφωνα με την τεχνική που αναπτύχθηκε στην

προηγούμενη ενότητα. Επίσης η χρήση νέων μεταλλικών μελών ενδέχεται να παρουσιάσει δυσκολίες στις θέσεις των συνδέσεων με τα υφιστάμενα υποστυλώματα.

#### ***4.3.2.3 Ενίσχυση με Μείωση του Ανοίγματος της Δοκού***

Ορισμένες φορές, όταν τα αποτελέσματα της ανάλυσης υποδεικνύουν ότι η καμπτική αντοχή μίας δοκού είναι ανεπαρκής, η υπόψη δοκός, υπό την προϋπόθεση ότι βρίσκεται στο ισόγειο της κατασκευής, είναι δυνατό να ενισχυθεί με απλό τρόπο μειώνοντας το άνοιγμά της. Αυτό επιτυγχάνεται με την κατασκευή νέων πρόσθετων υποστυλωμάτων. Τα νέα υποστυλώματα απαιτούν θεμέλια, η κατασκευή των οποίων καθιστά αναγκαία την απομάκρυνση τμήματος της πλάκας του δαπέδου. Το κόστος μίας τέτοιας επέμβασης ενδέχεται να είναι απαγορευτικό. Εναλλακτικά το άνοιγμα της δοκού μπορεί να μειωθεί με την τοποθέτηση διαγώνιων συνδέσμων από τη βάση των υφιστάμενων υποστυλωμάτων έως ορισμένο σημείο της κάτω παρειάς της δοκού. Με τον τρόπο αυτό αποφεύγεται η κατασκευή των πρόσθετων θεμελίων.

Το κυριότερο μειονέκτημα των δύο παραπάνω μεθόδων είναι ότι θυσιάζουν μέρος του ωφέλιμου χώρου κάτω από τις ενισχυόμενες δοκούς. Και στις δύο παραπάνω περιπτώσεις ενδείκνυται η χρήση στοιχείων από χάλυβα, αφού ο χάλυβας δεν παρουσιάζει συστολή ξηράνσεως και μπορεί να εγκατασταθεί γρήγορα και εύκολα (Σχήμα 4.9). Καθώς όλες οι θέσεις των συνδέσεων αναμένεται να είναι υπό θλίψη, ένα ζεύγος χαλύβδινων αγκυριών κατά κανόνα επαρκεί για την αγκύρωση των νέων μελών στα υφιστάμενα.



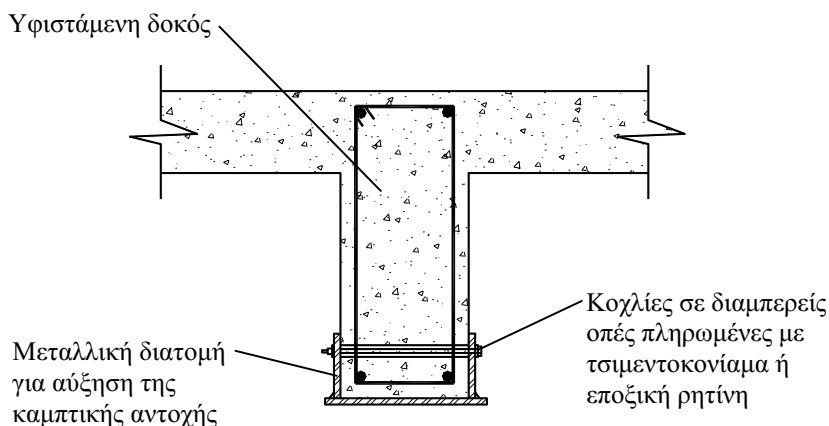
***Σχήμα 4.9.: Μείωση του ανοίγματος δοκού με χρήση μεταλλικού υποστυλώματος.***

Αντί για διαγώνιους συνδέσμους ενδεχομένως θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν ενισχύσεις στις γωνίες των πλαισίων μειώνοντας έτσι την

απώλεια ωφέλιμης επιφάνειας κάτω από τη δοκό. Σε αυτή την περίπτωση όμως οι ενισχύσεις επιβάλλουν οριζόντιες δυνάμεις στα υποστυλώματα με τα οποία συνδέονται, με αποτέλεσμα αυτά να καταπονούνται σε επιπλέον κάμψη και διάτμηση. Αντίθετα, οι διαγώνιοι σύνδεσμοι μεταφέρουν τα φορτία στη βάση του υποστυλώματος όπου μπορούν εύκολα να παραληφθούν από την υποκείμενη πλάκα.

#### 4.3.2.4 Ενίσχυση με Προσθήκη Κοχλιωμένου Εφελκυσμένου Οπλισμού

Όταν η καμπτική αντοχή της υφιστάμενης δοκού δεν επαρκεί, μπορεί να ενισχυθεί επιτόπου με την προσθήκη χαλύβδινων ελασμάτων ή ακόμα και συγκολλητών μεταλλικών διατομών που κοχλιώνονται στη δοκό. Η συγκολλητή διατομή σχήματος ανεστραμμένου Π που φαίνεται στο Σχήμα 4.10 χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το εμβαδό του απαιτούμενου πρόσθετου οπλισμού είναι σημαντικό. Με βάση την παθητική προσέγγιση σχεδιασμού ο νέος χάλυβας παραμένει ανενεργός έως ότου το σκυρόδεμα αρχίσει να παραμορφώνεται λόγω του πρόσθετου φορτίου.



**Σχήμα 4.10.:** Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής υφιστάμενης δοκού από σκυρόδεμα.

Το μέγεθος και η απόσταση μεταξύ των κοχλιών που χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση της νέας μεταλλικής διατομής με την υφιστάμενη δοκό εξαρτώνται από το μέγεθος των φορτίων σχεδιασμού που μεταβιβάζονται από τα μεταλλικά στοιχεία στο σκυρόδεμα στις θέσεις των συνδέσεων μέσω της εφελκυστικής και της διατμητικής αντοχής των κοχλιών. Στην περίπτωση που οι κοχλίες διαπερνούν πλήρως το σώμα της δοκού απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή της θέσης που θα διανοιχτεί η οπή και



γενικά συνιστάται η θέση της οπής να είναι σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερη απόσταση από τον άξονα του διαμήκουσ οπλισμού της δοκού.

Μία παραλλαγή της παραπάνω μεθόδου περιλαμβάνει σύνδεση των μεταλλικών ελασμάτων στην κάτω παρειά της δοκού με χρήση κατακόρυφων χημικώς πακτωμένων αγκυρίων. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της συγκεκριμένης τεχνικής είναι η προσεκτική σάρωση της παρειάς της δοκού για τον ακριβή εντοπισμό των διαμήκων ράβδων, ώστε να μην προκληθούν βλάβες σε αυτές κατά τη φάση διάνοιξης των οπών για την τοποθέτηση των αγκυρίων.

Εναλλακτικά μπορούν να προστεθούν δύο ελάσματα, ένα στην πάνω και ένα στην κάτω παρειά της δοκού. Τα ελάσματα μπορούν να συνδέονται μεταξύ τους μέσω κοχλιών που διαπερνούν κάθετα όλο το ύψος της δοκού. Η τεχνική αυτή χρησιμοποιείται συνήθως όταν η δοκός παρουσιάζει μεγάλη ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή της. Το κυριότερο μειονέκτημά της είναι ότι όχι μόνο η διαδικασία διάνοιξης των οπών καθ' ύψος της δοκού είναι εξαιρετικά δύσκολη, αλλά επιπλέον απαιτείται ειδική επικάλυψη της επιφάνειας της πλάκας πάνω από την δοκό ώστε να καλυφθεί το άνω έλασμα και τα αγκυρία του.

Πρέπει να σημειωθεί ότι με τις τεχνικές ενίσχυσης που αναπτύσσονται παραπάνω αλλά και στις επόμενες ενότητες είναι δυνατόν εκτός από την αντοχή να αυξηθεί ταυτόχρονα και η δυσκαμψία της δοκού. Επίσης, εάν με βάση τον ανασχεδιασμό της δοκού προκύψει ότι απαιτείται σημαντική αύξηση του εφελκυσμένου οπλισμού της δοκού, η οποία μπορεί να επιτευχθεί μόνο με μεταλλικά στοιχεία πολύ μεγάλου μεγέθους, είναι δυνατόν ο αριθμός και η διάμετρος των κοχλιών που χρησιμοποιούνται για την υλοποίηση των συνδέσεων να είναι εξαιρετικά μεγάλος και κατά συνέπεια μη ρεαλιστικός. Σε αυτή την περίπτωση πρέπει να επιλέγεται κάποια άλλη μέθοδος ενίσχυσης της δοκού.

#### *4.3.2.5 Ενίσχυση με Προσθήκη Επικολλητών Χαλύβδινων Ελασμάτων*

Αντί να συνδέονται με κοχλίες, τα χαλύβδινα ελάσματα μπορούν να επικολληθούν στην επιφάνεια του σκυροδέματος με χρήση εποξικής κόλλας προκειμένου να αυξήσουν την καμπτική αντοχή της δοκού. Η επικόλληση των ελασμάτων είναι σαφώς ευκολότερη από τη διάνοιξη οπών και την κοχλίωσή τους στο σκυροδέμα. Επίσης, οι εργασίες της ενίσχυσης μπορούν να γίνουν γρήγορα, με μικρή επιβάρυνση τόσο της υφιστάμενης κατασκευής όσο και όχληση των ενοίκων. Με τη συγκεκριμένη τεχνική, πέρα από την αύξηση της καμπτικής αντοχής επιτυγχάνεται και αξιοσημείωτη αύξηση της καμπτικής δυσκαμψίας.

Το σύστημα ενίσχυσης είναι απόλυτα εξαρτημένο από την ποιότητα της εργασίας, ιδιαίτερα στη φάση εφαρμογής της εποξικής κόλλας. Εάν η επιφάνεια του σκυροδέματος δεν είναι κατάλληλα προετοιμασμένη, η κόλλα

που χρησιμοποιείται είναι ελαττωματική ή δεν μπορεί να ακολουθήσει το ρυθμό παραμόρφωσης της δοκού ή η διαδικασία δεν γίνει όσο προσεκτικά απαιτείται, το τελικό αποτέλεσμα θα είναι μία χαλαρή σύνδεση του ελάσματος στη δοκό που θα περιορίζει σημαντικά την αποδοτικότητα της ενίσχυσης.

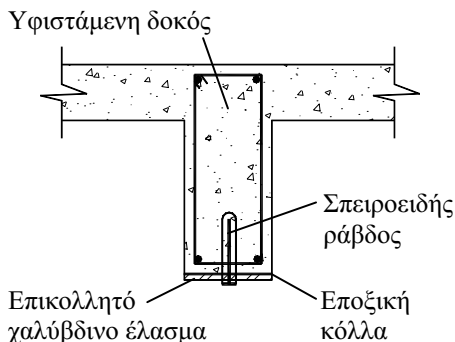
Οι τρεις καθοριστικότεροι παράγοντες για επιτυχή εφαρμογή της μεθόδου είναι οι ακόλουθοι:

- Επισταμένη προετοιμασία της επιφάνειας του σκυροδέματος στην οποία θα επικολληθεί το χαλύβδινο έλασμα. Απαιτείται εκτράχυνση και απομάκρυνση της επιφανειακής ασθενούς στρώσης σκυροδέματος ιδιαίτερα εάν παρουσιάζει ίχνη ενανθράκωσης. Όπως και στην περίπτωση των πρόσθετων στρώσεων σκυροδέματος, η εκτράχυνση μπορεί να γίνει με υδροβολή ή κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό.
- Η αντοχή συνάφειας της εποξικής κόλλας πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με αυτή του σκυροδέματος. Επίσης η κόλλα πρέπει να είναι η κατάλληλη για τις συγκεκριμένες περιβαλλοντικές συνθήκες που επικρατούν στη θέση του έργου.
- Το χαλύβδινο έλασμα πρέπει να έχει επαρκές μήκος και πλάτος έτσι ώστε να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία του συστήματος ενίσχυσης με αποκόλληση του ελάσματος από τη δοκό.

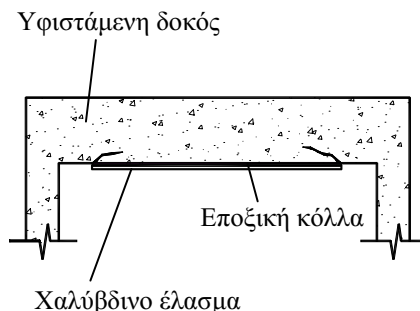
Η εποξική κόλλα μπορεί να τοποθετηθεί είτε με ρητινέωση είτε με επάλειψη της κόλλας και στις δύο επιφάνειες που πρόκειται να συγκολληθούν. Η σύνδεση της δοκού με το χαλυβδόφυλλο συνήθως απαιτεί την άσκηση πίεσης, ώστε να επιτευχθεί η απαιτούμενη αντοχή της κόλλας. Για την ανάρτηση του ελάσματος αλλά και την παροχή πρόσθετης διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια μπορούν να χρησιμοποιηθούν σπειροειδείς ράβδοι που αγκυρώνονται σε κατακόρυφες σπές πληρωμένες με τσιμεντένεμα (Σχήμα 4.11).

Η κυριότερη αδυναμία της συγκεκριμένης τεχνικής εντοπίζεται στις υψηλές συγκεντρωμένες τάσεις που αναπτύσσονται στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων των ελασμάτων. Οι τάσεις αυτές στα άκρα μπορούν να οδηγήσουν σε απόσχιση στη γειτονική προς το έλασμα περιοχή σκυροδέματος (Σχήμα 4.12). Για το λόγο αυτό πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκές μήκος αγκύρωσης του ελάσματος, εκτός της περιοχής που απαιτείται καμπτική ενίσχυση. Επιπλέον, πρέπει να γίνεται έλεγχος της συγκέντρωσης καμπτικών και διατμητικών τάσεων στην περιοχή των άκρων, λόγω της ασυνέχειας του επικολλητού ελάσματος. Συνήθως ελέγχονται μόνο οι διατμητικές τάσεις στην περιοχή του πέρατος των χαλυβδόφυλλων. Παρόλ' αυτά συνιστάται να ελέγχεται και η

αλληλεπίδραση των δύο εντάσεων. Μία συνήθης πρακτική για τον περιορισμό των συγκεντρωμένων τάσεων είναι η προοδευτική μείωση του πάχους των ελασμάτων στα άκρα τους.



**Σχήμα 4.11.:** Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού με επικολητά χαλυβδόφυλλα.



**Σχήμα 4.12.:** Αστοχία στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων ελάσματος.

Η Αχίλλειος πτέρνα του συστήματος ενίσχυσης δοκών με επικολητά χαλυβδόφυλλα είναι ο κίνδυνος διάβρωσης του χάλυβα στην περιοχή της διεπιφάνειας με το σκυρόδεμα. Η επικάλυψη του ελάσματος με ειδική αντιδιαβρωτική βαφή δεν αποτελεί τη βέλτιστη λύση λόγω της πιθανής αλληλεπίδρασής της με την εποξική κόλλα. Πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι η προσθήκη εξωτερικού οπλισμού με μορφή ελασμάτων δεν πρέπει να αποτελεί μακροπρόθεσμη λύση στην περίπτωση που η κατασκευή αντιμετωπίζει πρόβλημα διάβρωσης. Τα πρόσθετα μεταλλικά στοιχεία όχι μόνο αποκρύπτουν τα ίχνη της διάβρωσης, αλλά επιπλέον συνεισφέρουν στην ανάπτυξη γαλβανικής δράσης και καθιστούν το πρόβλημα εντονότερο. Τέλος, κατά την εφαρμογή της μεθόδου ιδιαίτερη προσοχή εφιστάται στην μείωση της αντοχής της εποξικής κόλλας υπό αυξανόμενη θερμοκρασία.

Για τη διαστασιολόγηση της ενισχυμένης διατομής λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά τόσο του υπάρχοντος όσο και του προστιθέμενου υπό μορφή ελασμάτων οπλισμού, θεωρώντας απλοποιητικά ένα μέσο στατικό ύψος. Η αντοχή της ενισχυμένης διατομής δεν πρέπει να ξεπερνά την αντοχή του αρχικού στοιχείου.

Όσον αφορά στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες, το πάχος των ελασμάτων δεν πρέπει να ξεπερνά είτε τα 4 mm είτε το 2% του πλάτους του ελάσματος. Το σημαντικότερο πλεονέκτημα των ελασμάτων μικρού πάχους είναι ότι μπορούν να παρακολουθηθούν τις παραμορφώσεις του πέλματος της δοκού χωρίς την επιβολή πρόσθετων τάσεων στο έλασμα. Για το λόγο

αυτό συνιστάται να χρησιμοποιούνται περισσότερα ελάσματα μικρότερου πάχους αντί για ελάσματα μεγάλου πάχους.

Η αγκύρωση των ελασμάτων καλό είναι να γίνεται κοντά στα σημεία μηδενισμού του διαγράμματος ροπών και πάντοτε σε ικανή απόσταση από τις θέσεις των μέγιστων ροπών. Για το μήκος αγκύρωσης ισχύει η ακόλουθη σχέση:

$$l_b = \max (200 \text{ mm}, 140 / b_l, 200 t_l) \quad (4.4)$$

όπου  $b_l$  και  $t_l$  είναι το πλάτος και το πάχος του ελάσματος σε mm, αντίστοιχα. Για την καλύτερη αγκύρωση των ελασμάτων μπορούν να χρησιμοποιούνται ειδικά επικολητά γωνιακά αγκύρωσης, συγκολλημένα στα ελάσματα και στις παρειές της δοκού.

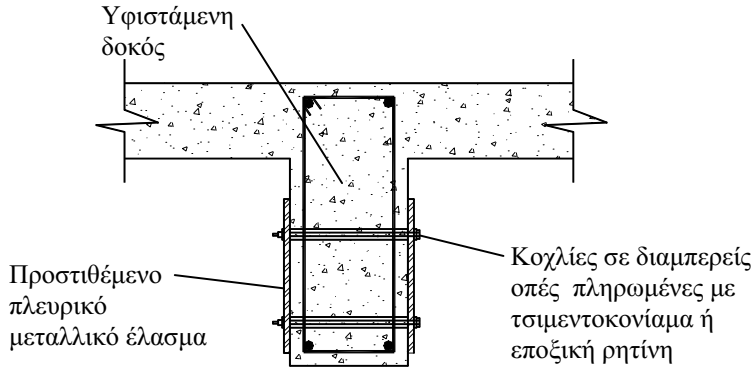
#### 4.3.2.6 Ενίσχυση Δοκών σε Διάτμηση

Στις προηγούμενες ενότητες παρουσιάστηκαν οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της καμπτικής αντοχής μίας δοκού. Παρόμοιες τεχνικές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση των δοκών σε διάτμηση. Η χρήση δύο μεταλλικών ελασμάτων μπορεί π.χ. να αυξήσει τη διατμητική αντοχή της δοκού, εφόσον τα δύο ελάσματα τοποθετηθούν στις πλευρικές παρειές της και συνδεθούν με αυτή μέσω κοχλιών που διαπερνούν εγκάρσια το σώμα της δοκού σε δύο τουλάχιστον θέσεις (Σχήμα 4.13). Ανάλογα με τις απαιτήσεις της μελέτης ενίσχυσης, ελάσματα για την ενίσχυση της δοκού τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος της δοκού.

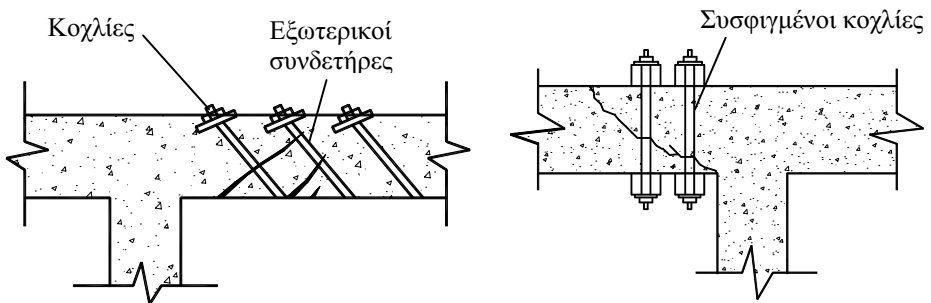
Μία άλλη μέθοδος για την αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η προσθήκη νέων χαλύβδινων συνδετήρων που περισφίγγουν εξωτερικά τη δοκό. Οι συνδετήρες μπορούν να είναι είτε κατακόρυφοι είτε υπό γωνία 45° (Σχήμα 4.14).

Οι δοκοί από σκυρόδεμα με ανεπαρκή διατμητική αντοχή ενδέχεται να παρουσιάζουν διαγώνιες ρωγμές που ξεκινούν από την εσωτερική παρεία των στηρίξεων με κατεύθυνση προς το μέσον της δοκού. Εάν οι ρωγμές είναι μεγάλου εύρους (> 0.5 mm), ο μηχανισμός αλληλεμπλοκής αδρανών ενδέχεται να μην είναι σε θέση να αποτρέψει τη σχετική ολίσθηση μεταξύ των παρειών των ρωγμών. Σε αυτή την περίπτωση σοβαρών διατμητικών βλαβών η προσθήκη είτε πλευρικών ελασμάτων είτε εξωτερικών συνδετήρων δεν επαρκεί για την επισκευή και ενίσχυση της δοκού, αλλά επιπλέον απαιτείται η σύσφιγξη των στοιχείων ενίσχυσης μέχρι αρνήσεως. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.15, ζεύγη κοχλιών τοποθετούνται σε κάθε πλευρά της ρηγματωμένης δοκού και εντείνονται αποτρέποντας τη διάρρηξη του σκυροδέματος κατά μήκος της ρωγμής. Η λειτουργία του μηχανισμού

αλληλεμπλοκής αδρανών μπορεί να αποκατασταθεί σημαντικά και με ρητινενέσεις μέσα στις ρωγμές.



**Σχήμα 4.13.:** Προσθήκη πλευρικών μεταλλικών ελασμάτων για αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού.



**Σχήμα 4.14.:** Διατμητική ενίσχυση δοκού με διαγώνιους εξωτερικούς συνδετήρες.

**Σχήμα 4.15.:** Αύξηση διατμητικής αντοχής δοκού με σοβαρές διατμητικές βλάβες μέσω συσφιγμένων κοχλίων.

#### 4.3.2.7 Ενίσχυση Δοκών με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

Πέρα από τη χρήση της για την επισκευή δοκών από οπλισμένο σκυροδέμα που έχουν υποστεί βλάβες, η τεχνική της κατασκευής μανδύων αποτελεί τη συνηθέστερη και αποτελεσματικότερη μέθοδο ενίσχυσης δοκών όταν απαιτείται αύξηση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής τους αντοχής.

Όπως προαναφέρθηκε στην §4.3.1, πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα τοποθετούνται νέοι διαμήκεις οπλισμοί στην εφελκόμενη παρειά και νέοι

συνδετήρες περιμετρικά του στοιχείου. Για τη δημιουργία του μανδύα μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε έγχυτο είτε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αν και συνήθως προτιμάται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας.

Στις περιπτώσεις που δεν είναι δυνατή η θραύση της πλάκας στην περιοχή πάνω από τη θλιβόμενη παρειά της δοκού, έτσι ώστε να κατασκευαστεί κλειστός μανδύας, επιλέγεται η λιγότερο αποτελεσματική τεχνική της τοποθέτησης ανοικτού μανδύα. Για την κατασκευή του χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ενώ ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται για την εξασφάλιση της επαρκούς αγκύρωσης των συνδετήρων.

Επίσης, ο διορθωτικός συντελεστής μονολιθικότητας για τη δυσκαμψία  $k_k$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.75, ενώ ο αντίστοιχος συντελεστής για την αντοχή  $k_r$  παίρνει τις τιμές 0.90 και 0.80 για διαστασιολόγηση της ενισχυμένης διατομής έναντι κάμψης και διάτμησης, αντίστοιχα.

#### 4.4 Επισκευή και ενίσχυση υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα, λόγω της ιδιαίτερης σημασίας που έχουν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μίας υφιστάμενης κατασκευής, αποτελούν τα στοιχεία στα οποία κατά κανόνα επικεντρώνονται οι επεμβάσεις σε μία μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Επίσης τα υποστυλώματα, αλλά και τα κατακόρυφα στοιχεία γενικότερα, είναι τα μέλη που συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών λόγω σεισμού, εξαιτίας κυρίως των μεγάλων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων και των αυξημένων απαιτήσεων πλαστιμότητας.

Κατ' αντιστοιχία με την περίπτωση των δοκών, ένα υποστύλωμα μπορεί είτε μόνο να επισκευαστεί σε περίπτωση που έχει υποστεί βλάβες, είτε επιπλέον να ενισχυθεί, έτσι ώστε να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητά του και γενικότερα να βελτιωθεί η συμπεριφορά του.

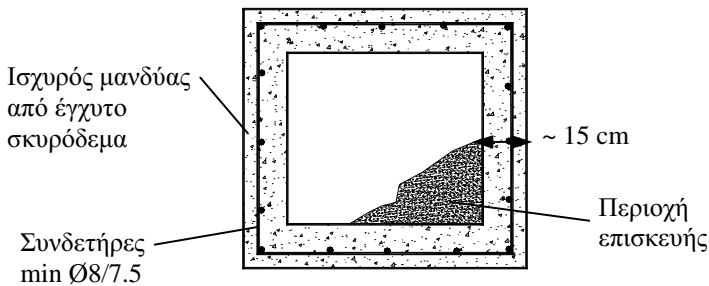
##### 4.4.1 Επισκευή Υποστυλωμάτων

Η μέθοδος επισκευής ενός υποστυλώματος αφορά στη διαδικασία αποκατάστασης των αρχικών χαρακτηριστικών της διατομής του στοιχείου και είναι συνάρτηση του βαθμού της βλάβης που έχει υποστεί.

**(α) Απλή Ρηγμάτωση.** Στην περίπτωση που η βλάβη περιορίζεται σε απλή ρηγμάτωση ή επιφανειακή αποφλοιώση του σκυροδέματος, χωρίς να παρατηρείται αποδιοργάνωση του περισιγμένου πυρήνα της διατομής και λυγισμός των κατακόρυφων ράβδων του διαμήκους οπλισμού, η συγκόλληση των ρωγμών επιτυγχάνεται με τη βοήθεια εποξικής ρητίνης, ενώ για την αποκατάσταση του φλοιού χρησιμοποιείται συνήθως επισκευαστικό κονίαμα.

**(β) Τοπική Βλάβη με Μερική Αποδιοργάνωση του Σκυροδέματος.** Εάν η βλάβη είναι μεν τοπική αλλά εκδηλώνεται με μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστρώματος, η διαδικασία επισκευής περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- Υποτύλωση των δοκών που συντρέχουν στο βλαμμένο στοιχείο.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Αποκάλυψη οπλισμών.
- Συγκόλληση νέου οπλισμού και πυκνών κλειστών συνδετήρων.
- Διάστρωση έγχυτου ή εκτοξευομένου σκυροδέματος για τη δημιουργία μανδύα (Σχήμα 4.16). Αντί για σκυρόδεμα, μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί ειδικό έτοιμο κονίαμα.
- Εναλλακτικά, η διατομή μπορεί να επισκευαστεί με ενσωματωμένη μεταλλική κατασκευή από κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και οριζόντια μεταλλικά κολάρα ή πλήρη χαλύβδινα φύλλα (μεταλλικός κλωβός).

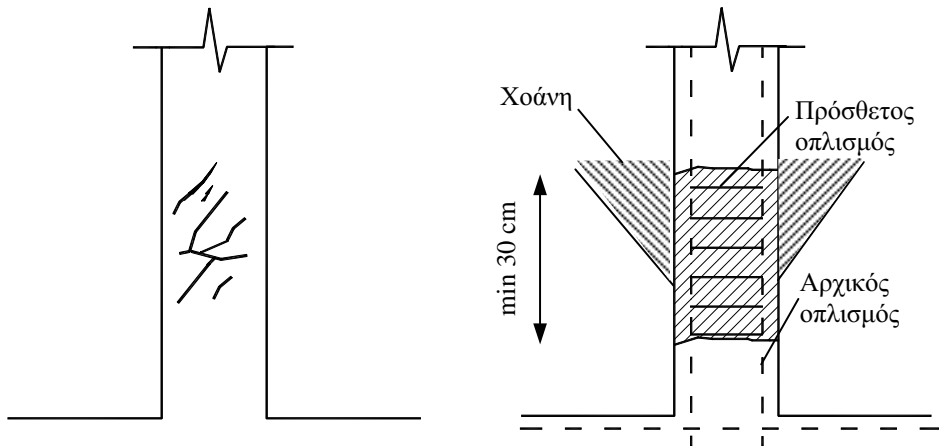


**Σχήμα 4.16.: Επισκευή υποστρώματος με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα.**

Το πλεονέκτημα της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού σε σύγκριση με την κατασκευή μανδύα είναι η δυνατότητα ανάληψης ενός τμήματος των κατακόρυφων φορτίων του στοιχείου. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την εξαιρετική ταχύτητα εφαρμογής της μεθόδου σε περίπτωση έκτακτης ανάγκης, την καθιστούν μία ιδιαίτερα ελκυστική προσωρινή λύση για την άμεση ανάληψη κατακόρυφων φορτίων σε υποστρώματα που υπέστησαν βλάβες με συνέπεια να μην είναι σε θέση να μεταφέρουν πλέον τα αξονικά τους φορτία με ασφάλεια.

**(γ) Σοβαρή Βλάβη με Πλήρη Αποδιοργάνωση του Σκυροδέματος.** Όταν η βλάβη είναι σοβαρή, όταν δηλαδή εμφανίζεται πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστρώματος που συνοδεύεται από διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των θλιβόμενων ράβδων του διαμήκους οπλισμού, η επισκευή του βλαμμένου υποστρώματος γίνεται ως εξής:

- Υποστύλωση των δοκών που συντρέχουν στο υπόψη υποστώλιωμα.
- Πλήρης καθαίρεση του αποδιοργανωμένου τμήματος του υποστυλώματος σε ύψος τουλάχιστον 30 cm (Σχήμα 4.17).
- Έλεγχος και ενίσχυση του διαμήκους οπλισμού, όπου αυτό απαιτείται.
- Προσθήκη πυκνών συνδετήρων.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Διάστρωση έγχυτου σκυροδέματος ή ετοιμού κονιάματος.



Σχήμα 4.17.: Αποκατάσταση υποστυλώματος με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαμμένης περιοχής.

Όπως προαναφέρθηκε στην περίπτωση κατασκευής μανδύα για την επισκευή δοκών, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στη συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος. Όταν ένας μανδύας από σκυροδέμα τοποθετείται γύρω από ένα υφιστάμενο υποστώλιωμα, η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος περιορίζεται από το υπάρχον σκυροδέμα, με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες ενδέχεται να οδηγήσουν σε ρηγμάτωση του μανδύα κάθετα στον άξονα του στοιχείου. Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται με χρήση σκυροδέματος με κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή αντικατάσταση του τσιμέντου από μη συρρικνούμενη κονία. Επιπλέον απαιτείται η πλήρης αποφόρτιση της περιοχής των υπερκείμενων ορόφων που φορτίζουν το υπόψη υποστώλιωμα, έτσι ώστε, όταν το επισκευασμένο στοιχείο κληθεί να παραλάβει φορτία, να αναιρεθούν τυχόν παραμορφώσεις λόγω συστολής ξηράνσεως. Επίσης για τη διευκόλυνση της σκυροδέτησης και την καλύτερη συμπίκνωση του νέου σκυροδέματος, συνιστάται η απόληξη του ξυλότυπου προς τα επάνω να έχει τη μορφή χοάνης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.17. Το επιπλέον πρισματικό τμήμα



σκυροδέματος που προκύπτει με τον τρόπο αυτό αφαιρείται την επόμενη μέρα της σκυροδέτησης.

Αναφορικά με τη διαστασιολόγηση του επισκευασμένου στοιχείου, οι διορθωτικοί συντελεστές μονολιθικότητας  $k_k$  και  $k_r$  μπορούν να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

#### **4.4.2 Ενίσχυση Υποστυλωμάτων**

Η ανάγκη για ενίσχυση υφιστάμενων υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα προκύπτει όταν τα στοιχεία καλούνται να παραλάβουν φορτία τα οποία υπερβαίνουν τη διαθέσιμη αντοχή τους. Τυπικό παράδειγμα ενίσχυσης υποστυλωμάτων αποτελεί η καθ' ύψος προσθήκη ορόφων σε υπάρχουσα κατασκευή.

Οι μέθοδοι ενίσχυσης υποστυλωμάτων διακρίνονται σε δύο βασικές κατηγορίες. Κριτήριο της διάκρισης αποτελεί το αν η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ή χωρίς αύξηση της διατομής του στοιχείου. Οι τεχνικές ενίσχυσης που ανήκουν στην πρώτη κατηγορία υλοποιούνται κυρίως με την κατασκευή μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και πρόσθετου οπλισμού. Αντίθετα με τις μεθόδους ενίσχυσης της δεύτερης κατηγορίας οι διαστάσεις της διατομής παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με την ενεργό περισφιγξη του στοιχείου.

##### *4.4.2.1 Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Αύξηση της Διατομής*

Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επιπλέον, η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής. Δεδομένου ότι η ενισχυμένη διατομή είναι σε θέση να παραλάβει μόνο τα πρόσθετα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή, η τεχνική της αύξησης της διατομής δεν αποτελεί λύση για την περίπτωση που το υποστυλώμα έχει ήδη υπερβεί τη φέρουσα ικανότητά του λόγω των υφιστάμενων φορτίων, εκτός αν της κατασκευής του μανδύα προηγηθεί αποφόρτιση του στοιχείου που πρόκειται να ενισχυθεί. Στο Σχήμα 4.18 φαίνεται η λεπτομέρεια όπλισης μανδύα στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος.

Ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα, τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται στην πράξη είναι τα ακόλουθα:

1. *Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα.* Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8 cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλότυπου.



*Σχήμα 4.18.: Οπλιση μανδύα στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστλώματος.*

2. *Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.* Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνήθεστη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Για το σκοπό αυτό γίνεται συνήθως χρήση οδηγών. Πρέπει επίσης να τονιστεί, ότι η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδύων, οπότε έχει μεγάλη σημασία η σωστή συντήρησή τους με εφαρμογή όλων των σχετικών διατάξεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.
3. *Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα.* Το κυριότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδύων είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος περιλαμβάνει την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και στη συνέχεια την πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Τα αδρανή έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10-15 mm. Με τη χρήση σκυροτσιμεντοπήγματος μειώνεται σημαντικά το πρόβλημα της συστολής ξηράνσεως, καθώς τα αδρανή, που

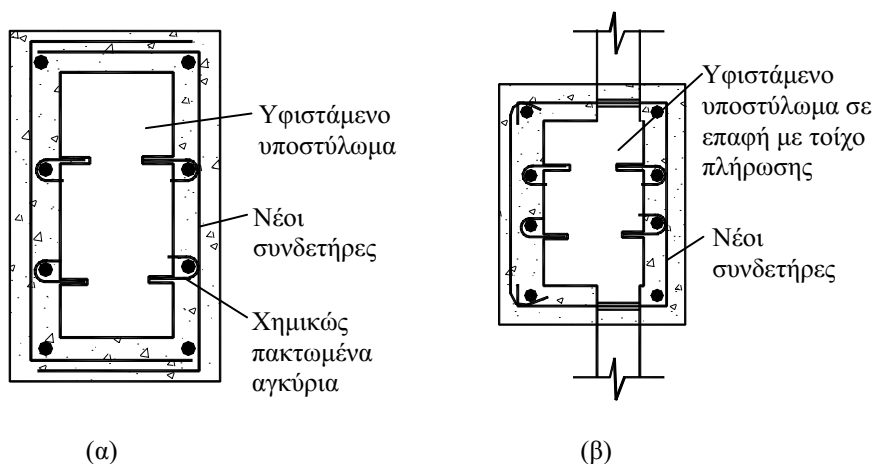
βρίσκονται ήδη σε επαφή μεταξύ τους, περιορίζουν τη συστολή ξηράνσεως στο ελάχιστο. Η χρήση της συγκεκριμένης τεχνικής δεν είναι διαδεδομένη λόγω έλλειψης εμπειρίας εκ μέρους των τεχνικών και υψηλού σχετικά κόστους.

4. *Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα.* Με τη χρησιμοποίηση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Το βασικό μειονέκτημα που αποτελεί τροχοπέδη για τη διάδοση της είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής τους.

Στο Σχήμα 4.19α φαίνεται μία τεχνική κατασκευής μανδύα κλειστού τύπου γύρω από μεμονωμένο εσωτερικό υποστύλωμα, ενώ στο Σχήμα 4.19β δίνεται η αντίστοιχη λεπτομέρεια για περιμετρικό υποστύλωμα που βρίσκεται σε επαφή με τοίχο πλήρωσης. Και στις δύο περιπτώσεις το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου εξασφαλίζεται με συνδυασμό ηλεκτροσυγκολλήσεων του νέου οπλισμού στον παλιό ή/και χημικώς πακτωμένων αγκυρίων (μηχανισμός δράσης βλήτρου). Στα δύο Σχήματα 4.19α και 4.19β φαίνεται η χρήση βλήτρων. Για να εξασφαλιστεί η αποδοτικότητα της ενίσχυσης απαιτείται η εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή, και στη συνέχεια ο επιμελής καθαρισμός της εκτραχυνμένης επιφάνειας με αέρα υπό πίεση. Όπως και στην περίπτωση των δοκών, για την εκτράχυνση, η οποία πρέπει να έχει βάθος περίπου 6 mm, πρέπει να χρησιμοποιηθεί κατάλληλος μηχανικός εξοπλισμός. Πρέπει ακόμα να σημειωθεί ότι η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος πρέπει να διαβρέχεται πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα. Μαζί με το σκυρόδεμα συνιστάται να διαβρέχονται είτε ο ξυλότυπος στην περίπτωση που χρησιμοποιείται έγχυτο σκυρόδεμα είτε τα αδρανή στην περίπτωση μανδύα από σκυροτσιμεντόπηγμα.

Όσον αφορά στην απόσταση μεταξύ των συνδετήρων καθώς και στην αγκύρωση των διαμήκων ράβδων του μανδύα ισχύουν οι διατάξεις του κανονισμού που αναφέρονται και στα νέα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αν εξαιρέσουμε την περίπτωση που οι διαμήκεις ράβδοι του μανδύα τοποθετούνται μόνο στις τέσσερις κορυφές του, γενικά οι οπλισμοί των παρειών του θα διακόπτονται καθ' ύψος από δοκούς που συντρέχουν στο ενισχυόμενο υποστύλωμα, ενώ θα πρέπει επίσης να διακόπτονται στις υπερκείμενες και υποκείμενες πλάκες. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται περισσότερες από τέσσερις διαμήκεις ράβδοι, αυτές που βρίσκονται σε απόσταση μεγαλύτερη από 15 cm από τις κορυφές συνιστάται να στηρίζονται πλευρικά. Η στηρίξη μπορεί να παρέχεται από βλήτρα τα οποία στο ένα άκρο του καταλήγουν σε άγκιστρο, ενώ το άλλο αγκυρώνεται

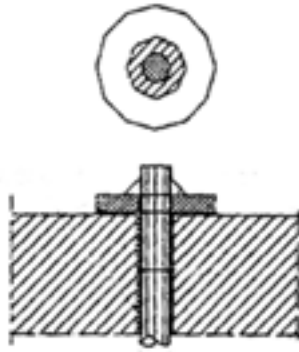
στο σώμα του υφιστάμενου υποστυλώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.19. Επίσης, στην περίπτωση που το υποστύλωμα του ανώτερου ορόφου είναι μικρότερων διαστάσεων από το υποστύλωμα που ενίσχεται με μανδύα, ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα αγκυρώνεται στην άνω παρειά της πλάκας με τον τρόπο που φαίνεται στο Σχήμα 4.20.



**Σχήμα 4.19.:** Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.  
(α) Εσωτερικό μεμονωμένο υποστύλωμα. (β) Περιμετρικό υποστύλωμα σε επαφή με τοίχωμα.

Στην περίπτωση του εξωτερικού υποστυλώματος σε επαφή με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος (Σχήμα 4.19β), ο μανδύας μπορεί να διαιρεθεί σε δύο τμήματα, ένα σε κάθε πλευρά του τοιχώματος. Προκειμένου να τοποθετηθούν οι συνδετήρες του μανδύα, είναι απαραίτητο να διανοιχθούν διαμπερείς οπές που διαπερνούν εγκάρσια το τοίχωμα. Για να περιοριστεί η διάμετρος των οπών εντός λογικών ορίων, συνιστάται η κάμψη των άκρων των συνδετήρων προκειμένου να αγκυρωθούν να γίνεται επιτόπου.

Όταν ο μανδύας δεν μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή λόγω π.χ. μεσοτοιχίας ή αρμού (Σχήμα 4.21), επιλέγεται η λύση του ανοικτού μανδύα. Στο Σχήμα 4.22α και 4.22β φαίνονται δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις μανδύα ανοικτού τύπου. Όπως και στην περίπτωση των δοκών, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην αγκύρωση των συνδετήρων και στη συγκόλληση παλαιού και νέου οπλισμού.

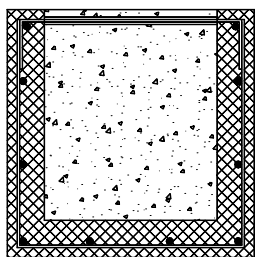


*Σχήμα 4.20.: Λεπτομέρεια αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού μανδύα.*

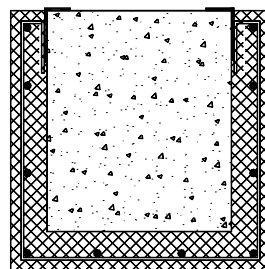


*Σχήμα 4.21.: Κατασκευή ανοικτού μανδύα υποστυλώματος στην περιοχή αντισεισμικού αρμού.*

Πειραματικοί έλεγχοι σε υποστυλώματα που είχαν ενισχυθεί με κλειστούς μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος έδειξαν ότι το ενισχυμένο στοιχείο συμπεριφέρεται σχεδόν πανομοιότυπα με το αντίστοιχο μονολιθικό όσον αφορά τόσο στη δυσκαμψία όσο και στην αντοχή του. Παρόλ' αυτά, λόγω αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στην ποιότητα κατασκευής του μανδύα και κατ' επέκταση στο βαθμό συνεργασίας παλαιού και νέου σκυροδέματος, συνιστάται, οι αντίστοιχοι συντελεστές μονολιθικότητας να λαμβάνουν τιμές  $k_k = 0.70 \sim 1.00$  και  $k_r = 0.80 \sim 1.00$ .



(α)



(β)

**Σχήμα 4.22.:** Ενίσχυση υποστύλωματος με μανδύα ανοικτού τύπου. (α) Αγκύρωση συνδετήρων με διαμερή οπή και συγκόλληση. (β) Αγκύρωση συνδετήρων με συγκόλληση σε γωνιακά βλητρομένα στο υπάρχον στοιχείο.

Απαραίτητες προϋποθέσεις για την εφαρμογή των παραπάνω συντελεστών, σε περίπτωση που το υποστύλωμα έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, είναι να έχει αποκατασταθεί η συνέχειά του με συγκόλληση νέου οπλισμού, καθώς επίσης οι διαμήκεις ράβδοι του μανδύα να είναι καλά αγκυρωμένες στον υπάρχοντα φορέα και το εμβαδόν του μανδύα να είναι μικρότερο από το διπλάσιο του εμβαδού του αρχικού στοιχείου.

Σε κάθε περίπτωση η διαστασιολόγηση του μανδύα μπορεί να γίνεται με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από δύο αναλύσεις. Στην πρώτη ανάλυση λαμβάνεται υπόψη μόνο η διατομή του μανδύα και αγνοείται πλήρως το υπάρχον στοιχείο είτε η δυσκαμψία των ενισχυμένων στοιχείων εκτιμάται με χρήση  $k_r = 0.70$ , ενώ στη δεύτερη ανάλυση θεωρείται πλήρως μονολιθική σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου οπότε λαμβάνεται  $k_k = 1.00$ .

Όσον αφορά στο ελάχιστο πάχος του μανδύα, πρέπει να είναι τουλάχιστον 5 cm για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος, 8~12 cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με μία σειρά οπλισμών και 12 cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δύο σειρές οπλισμών.

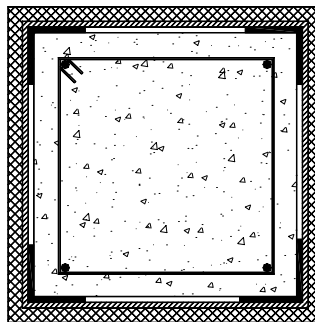
#### 4.4.2.2 Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Περίσφιγξη

Ο συνηθέστερος τρόπος επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης χωρίς αύξηση της διατομής του υποστύλωματος είναι με χρήση επικολλητών χαλύβδινων διατομών. Η πλέον διαδεδομένη τεχνική είναι η χρήση μεταλλικού κλωβού (Σχήμα 4.23), ο οποίος υλοποιείται με την προσαρμογή τεσσάρων μεταλλικών γωνιακών στις κορυφές του υποστύλωματος, τα οποία συσφίγγονται με ειδικά κλειδιά έτσι ώστε να επιβληθεί περίσφιγξη. Η σύνδεση των γωνιακών με το υποστύλωμα μπορεί να γίνει είτε με συγκόλληση είτε κοχλιωτά με χρήση κατάλληλων χημικώς πακτωμένων αγκυριών. Πάνω στα γωνιακά συγκολλούνται οριζόντια μεταλλικά

ελάσματα. Αντί για σύσφιξη των γωνιακών, είναι δυνατό να προθερμανθούν τα οριζόντια ελάσματα σε θερμοκρασία 200-400°C, έτσι ώστε μέσω της απόψυξης τους να δημιουργηθεί περίσφιξη λόγω συστολής.

Το κενό μεταξύ του μεταλλικού κλωβού και του σκυροδέματος πληρώνεται συνήθως με μη συρρικνούμενη κονία. Η διαμόρφωση της τελικής επιφάνειας γίνεται με ισχυρή τσιμεντοκονία οπλισμένη με ελαφρύ δομικό πλέγμα. Εάν το ύψος του υποστρώματος είναι σχετικά μικρό ( $h/d \leq 3$ ), αντί για μεταλλικά ελάσματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν πλήρη χαλύβδινα φύλλα.

Με βάση πειραματικά αποτελέσματα η διατομή των γωνιακών πρέπει να είναι τουλάχιστον L50x5. Το πάχος των οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων είναι συνήθως ίσο με το πάχος των γωνιακών, ενώ το πλάτος τους κυμαίνεται μεταξύ 25 και 60 mm. Η απόσταση μεταξύ τους δεν πρέπει να υπερβαίνει τη μικρότερη τιμή από το ήμισυ της μικρότερης διάστασης της διατομής και τα 15 cm.

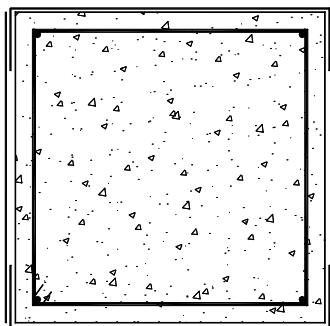


**Σχήμα 4.23.:** Εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού για ενίσχυση υποστρώματος με επιβολή εξωτερικής περίσφιξης.

Εναλλακτικά, αντί για χρήση μεταλλικού κλωβού, η επιβολή εξωτερικής περίσφιξης μπορεί να επιτευχθεί με επικολητά χαλύβδινα κολάρα με σύνθηες πάχος 1-2 mm, εντός των οποίων εγκιβωτίζεται ολόκληρη η διατομή του ενισχυόμενου υποστρώματος (Σχήμα 4.24). Η αποδοτικότητα της περίσφιξης αυξάνει εφόσον τα μεταλλικά κολάρα είναι προεντεταμένα, ενώ μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί σπειροειδής οπλισμός από μεταλλικά ελάσματα, ο οποίος τοποθετείται εξωτερικά και περιβάλλει ολόκληρο το στοιχείο καθ' ύψος.

Μία άλλη αρκετά συνηθισμένη μέθοδος για ενίσχυση υποστρωμάτων κυρίως κυκλικής διατομής, είναι η κατασκευή ολόσωμου μεταλλικού μανδύα. Συνήθως μεταξύ του μανδύα και του υποστρώματος υπάρχει μικρό δακτυλιοειδές κενό, το οποίο πληρώνεται με τσιμεντένεμα. Με τη χρήση

μεταλλικού μανδύα, εκτός από την αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και της καμπτικής και διατμητικής αντοχής του στοιχείου, επιτυγχάνεται επίσης σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας του υποστρώματος. Σε περίπτωση υποστρώματος ορθογωνικής διατομής συνιστάται το σχήμα του μανδύα να είναι ελλειψοειδές. Η συγκεκριμένη μέθοδος έχει ευρεία εφαρμογή για την ενίσχυση βάθρων γεφυρών. Το κυριότερο μειονέκτημά της είναι το υψηλό εργατικό κόστος και η ανάγκη χρήσης ειδικού μηχανολογικού εξοπλισμού για τη μεταφορά και εγκατάσταση των μανδύων.



*Σχήμα 4.24.: Ενίσχυση υποστρώματος με επικολητά χαλύβδινα κολάρα.*

#### 4.4.2.3 Προσθήκη Νέων Υποστρωμάτων

Ένα υποστύλωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί επίσης να ενισχυθεί με την κατασκευή ενός νέου υποστρώματος. Τα δύο υποστρώματα μπορούν είτε να είναι τελείως ανεξάρτητα είτε να συνδέονται μεταξύ τους μέσω βλήτρων ή άλλων μηχανικών μέσων. Η προσθήκη ενός νέου υποστρώματος έχει εξαιρετικά επωφελή αποτελέσματα όταν το υφιστάμενο υποστύλωμα λαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος του φορτίου του κυρίως από μία μόνο δοκό. Όπως και στη μέθοδο της κατασκευής μανδύα, το νέο υποστύλωμα θα παραλάβει μόνο τα μελλοντικά φορτία. Δεν μπορεί να ανακουφίσει το στοιχείο από τα φορτία που ήδη φέρει, εκτός αν της κατασκευής του νέου υποστρώματος προηγηθεί αποφόρτιση του υφιστάμενου στοιχείου.

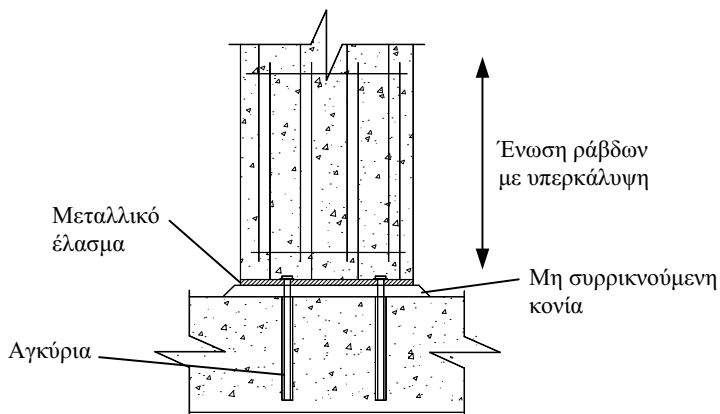
Το νέο υποστύλωμα μπορεί να κατασκευαστεί είτε από δομικό χάλυβα είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το σκυρόδεμα αποτελεί ίσως καλύτερη επιλογή όταν υπάρχουν αυξημένες απαιτήσεις πυροπροστασίας, αν και το μεταλλικό υποστύλωμα καταλαμβάνει σαφώς λιγότερο χώρο. Μία ενδιάμεση λύση θα ήταν ένα σύμμικτο υποστύλωμα, στο οποίο η μεταλλική διατομή εγκιβωτίζεται στο σκυρόδεμα. Όταν επιλέγεται η λύση του χάλυβα, προτιμώνται συνήθως σωληνοειδείς διατομές για λόγους αισθητικής.



Αντίστοιχα, για νέα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, χρησιμοποιούνται κατά κανόνα ορθογωνικές διατομές. Εναλλακτικά μπορεί να επιλεγεί η λύση της επέκτασης της υφιστάμενης διατομής του στοιχείου προς τη μία ή και τις δύο πλευρές του.

Το κυριότερο μειονέκτημα της προσθήκης γειτονικού υποστυλώματος κοντά σε υπάρχον, είναι ο τρόπος θεμελίωσης του νέου στοιχείου. Συνήθως οι διαστάσεις του υπάρχοντος θεμελίου δεν επαρκούν για να θεμελιωθεί σε αυτό και το νέο υποστύλωμα, αλλά ενδεχομένως να μην υπάρχει και επαρκής χώρος για την κατασκευή νέου θεμελίου. Για το λόγο αυτό, πριν την κατασκευή του πρόσθετου στοιχείου, απαιτείται η προσεκτική διερεύνηση των συνθηκών στο επίπεδο της θεμελίωσης.

Προκειμένου να συνδεθεί το νέο υποστύλωμα με το θεμέλιο του υπάρχοντος, οι διαμήκεις ράβδοι του ματίζονται σε βλήτρα, τα οποία αγκυρώνονται μέσα στο θεμέλιο. Σε περίπτωση που ο αριθμός των διαμήκων ράβδων είναι μεγάλος, είναι προτιμώτερο να χρησιμοποιηθεί μία πλάκα έδρασης στην οποία συγκολλούνται τα βλήτρα. Η πλάκα έδρασης συνδέεται αντίστοιχα με το θεμέλιο μέσω αγκυρίων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.25.



**Σχήμα 4.25.:** Σύνδεση νέου υποστυλώματος σε υπάρχουσα θεμελίωση.

Για την ασφαλή μεταβίβαση φορτίων από την υπερκείμενη δοκό στο νέο υποστύλωμα, είτε αυτό είναι μεταλλικό είτε από σκυρόδεμα, το νέο στοιχείο κατασκευάζεται ελαφρώς κοντύτερο και το κενό μεταξύ της κάτω παρειάς της δοκού και της κεφαλής του υποστυλώματος πληρώνεται εκ των υστέρων με μη συρρικνούμενη κονία. Στην περίπτωση υποστυλώματος από σκυρόδεμα, συνιστάται η πλήρωση του κενού να γίνεται το αργότερο δυνατόν, ώστε να έχει ολοκληρωθεί το μεγαλύτερο μέρος της διαδικασίας της συστολής ξηράνσεως.

#### **4.5 Επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων**

Για την επισκευή και ενίσχυση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται μέθοδοι ανάλογες με αυτές που εφαρμόζονται για τα υποστύλωματα. Αξίζει να σημειωθεί ότι λόγω της ιδιαίτερης σημασίας που έχουν τα τοιχώματα για την ανάληψη των σεισμικών δράσεων, οι επεμβάσεις που γίνονται σε αυτά πρέπει να είναι προϊόν ενδεδειγμένης μελέτης, στην οποία θα λαμβάνεται σαφώς υπόψη η επιρροή που θα έχουν στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

##### **4.5.1 Επισκευή Τοιχωμάτων**

Στην περίπτωση που ένα τοίχωμα έχει υποστεί απλή ρηγματώση, οι ρωγμές συγκολλούνται κατά κανόνα με χρήση εποξικής ρητίνης. Παρόλ' αυτά ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται όσον αφορά στην επισκευή τοιχωμάτων σε κτίρια που μελετήθηκαν σύμφωνα με παλαιότερους κανονισμούς. Ο οπλισμός των τοιχωμάτων αυτών συνήθως δεν καλύπτει τις απαιτήσεις του ισχύοντος κανονισμού, γεγονός που οφείλεται στις μεθόδους ανάλυσης και σχεδιασμού που εφαρμόζονταν παλιότερα. Κατά συνέπεια η σφράγιση των ρωγμών με ρητίνες τις περισσότερες φορές δεν είναι αρκετή και για το λόγο αυτό συνιστάται η περαιτέρω ενίσχυση των τοιχωμάτων είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είτε με εφαρμογή εξωτερικής περισιφιζής.

Για σοβαρότερη βλάβη που εκδηλώνεται με αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, γίνεται αρχικά αποκατάσταση ίσης διατομής, η οποία συνήθως συνοδεύεται από κατασκευή μανδύα. Τα βήματα που ακολουθούνται είναι τα ακόλουθα:

- Υποστύλωση των δοκών που συντρέχουν στο υπόψη τοίχωμα.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Αντικατάσταση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος όπου τούτο έχει καθαιρεθεί, με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή με ειδικό κονίαμα.
- Τοποθέτηση οπλισμού από κάθε πλευρά του τοιχώματος με τη μορφή δομικού πλέγματος ή εσχάρας. Συνιστάται συγκέντρωση του οπλισμού στα άκρα του τοιχώματος.
- Σύνδεση των δομικών πλεγμάτων με εγκάρσιους συνδέσμους  $\varnothing 12$  έναν ανά δύο τετραγωνικά μέτρα.
- Διάστρωση έγχυτου ή εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή έτοιμου ειδικού κονιάματος για τη δημιουργία διπλού μανδύα.

Πειραματικά αποτελέσματα έχουν δείξει ότι τοιχώματα που έχουν επισκευαστεί με βάση την παραπάνω διαδικασία παρουσιάζουν την ίδια περίπου αντοχή με το αρχικό στοιχείο, αν και η δυσκαμψία τους είναι κατά κανόνα ελαφρά μικρότερη. Για τη διαστασιολόγηση του επισκευασμένου

τοιχώματος και οι δύο διορθωτικοί συντελεστές μονολιθικότητας  $k_k$  και  $k_r$  μπορούν να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

#### **4.5.2 Ενίσχυση Τοιχωμάτων**

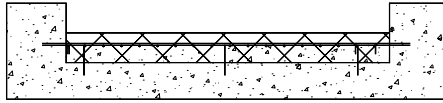
Όπως και στην περίπτωση των υποστυλωμάτων έτσι και τα τοιχώματα μπορούν να ενισχυθούν είτε με αύξηση της διατομής τους με κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος είτε με επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης. Σε κάθε περίπτωση η μέθοδος που επιλέγεται πρέπει να τροποποιείται κατάλληλα έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη τόσο η ιδιαίτερη συμπεριφορά των τοιχωμάτων έναντι σεισμικής δράσης όσο και οι περιορισμοί που επιβάλλονται λόγω της γεωμετρίας τους.

##### *4.5.2.1 Ενίσχυση Τοιχωμάτων με Αύξηση της Διατομής τους*

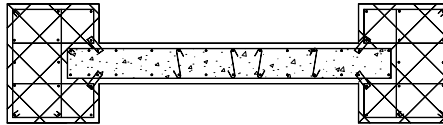
Η μέθοδος της κατασκευής μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί την πλέον συνηθισμένη και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης τοιχωμάτων. Σε αντίθεση με τα υποστυλώματα, για τα οποία επιλέγεται συνήθως η λύση του κλειστού μανδύα, κατά κανόνα οι μανδύες για την ενίσχυση των τοιχωμάτων δεν είναι κλειστοί. Αυτό οφείλεται κυρίως στη μεγάλη τιμή του λόγου του μήκους ως προς το πλάτος τους, ο οποίος είναι ίσος ή μεγαλύτερος του τέσσερα και μπορεί να πάρει πολύ μεγάλες τιμές. Για το λόγο αυτό κατά κανόνα η ενίσχυση του τοιχώματος αφορά στην αύξηση του πάχους του με κατασκευή μανδύα ανοικτού τύπου (Σχήμα 4.26α) που αποβλέπει κυρίως στην αύξηση της διατμητικής αντοχής του τοιχώματος. Μία άλλη συνήθης πρακτική που εφαρμόζεται κυρίως για την καμπτική ενίσχυση των τοιχωμάτων είναι η κατασκευή δύο κρυφούποστυλωμάτων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.26β. Στο Σχήμα 4.26γ παρουσιάζεται η κατασκευή κλειστού μανδύα που περιβάλλει ολόκληρο το υπάρχον τοίχωμα.

Για τη διαστασιολόγηση των ενισχυμένων τοιχωμάτων μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές των συντελεστών μονολιθικότητας που ισχύουν για την περίπτωση της ενίσχυσης υποστυλωμάτων με κλειστούς μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, δηλαδή  $k_k = 0.70\sim 1.00$  και  $k_r = 0.80\sim 1.00$ .

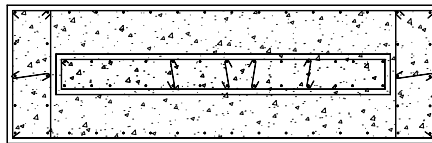
Προϋποθέσεις για την εφαρμογή των παραπάνω τιμών για τους συντελεστές  $k_k$  και  $k_r$  είναι η αποκατάσταση της διατομής του βλαμμένου τοιχώματος πριν την κατασκευή του μανδύα, η επαρκής αγκύρωση του νέου οπλισμού στο υπάρχον σκυρόδεμα και ο περιορισμός του εμβαδού του μανδύα έως το διπλάσιο του εμβαδού του αρχικού στοιχείου.



(α)



(β)



(γ)

**Σχήμα 4.26.:** Ενίσχυση τοιχωμάτων με αύξηση της διατομής τους.

(α) Διατμητική ενίσχυση. (β) Καμπτική ενίσχυση.

(γ) Διατμητική και καμπτική ενίσχυση με κλειστό μανδύα.

Γενικά συνιστάται να γίνονται δύο αναλύσεις θεωρώντας  $k_k = 0.70$  και  $k_k = 1.00$ , αντίστοιχα. Η διαστασιολόγηση του ενισχυμένου τοιχώματος πρέπει να γίνεται με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τις δύο αναλύσεις. Η ανάλυση για  $k_k = 1.00$ , δηλαδή με θεώρηση μονολιθικής σύνδεσης παλαιού και νέου σκυροδέματος, δίνει δυσμενέστερη τιμή για την τέμνουσα σχεδιασμού. Η τιμή αυτή αν και είναι εξαιρετικά συντηρητική μπορεί να χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό του μανδύα. Η ανάλυση για  $k_k = 0.70$  χρησιμοποιείται για τη διαστασιολόγηση των άλλων μελών του φορέα.

Η κατανομή της τέμνουσας σχεδιασμού του ενισχυμένου τοιχώματος στο παλιό και το νέο στοιχείο γίνεται με βάση την απομένουσα δυσκαμψία του υπάρχοντος τοιχώματος και τη δυσκαμψία του μανδύα, αντίστοιχα. Εάν στον προσδιορισμό της απομένουσας δυσκαμψίας του παλαιού τοιχώματος υπεισέρχεται μεγάλος βαθμός αβεβαιότητας, τότε η τέμνουσα που παραλαμβάνει ο μανδύας μπορεί να υπολογιστεί ως η διαφορά της αρχικής

διατηρητικής αντοχής του υφιστάμενου τοιχώματος από τη συνολική τέμνουσα σχεδιασμού του ενισχυμένου στοιχείου. Απαραίτητη προϋπόθεση είναι η επιμελής επισκευή τυχόν βλαβών που έχει υποστεί το τοίχωμα πριν την ενίσχυσή του με το μανδύα.

Όσον αφορά στη διατηρητική αντοχή του σύνθετου στοιχείου, αυτή μπορεί να υπολογίζεται συνεκτιμώντας τη συνεισφορά των συνδετήρων του υπάρχοντος τοιχώματος, εφόσον αυτοί είναι αγκυρωμένοι σύμφωνα με τις διατάξεις του ισχύοντος κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος για στοιχεία με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί η επάρκεια του ενισχυμένου στοιχείου έναντι τέμνουσας οι έλεγχοι που απαιτούνται είναι οι ακόλουθοι:

- Έλεγχος περιορισμού λοξής θλίψης σκυροδέματος κορμού

$$V_{Sd} \leq k_r V_{Rd2,μονολιθ.} \quad (4.5)$$

όπου  $V_{Rd2,μονολιθ.}$  είναι η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω λοξής θλίψης κορμού της αντίστοιχης μονολιθικής διατομής.\*

- Έλεγχος οπλισμού τεμνουσών

$$V_{Sd} \leq k_r V_{Rd3,μονολιθ.} \quad (4.6)$$

όπου

$$V_{Rd3,μονολιθ.} = V_{cd,μονολιθ.} + V_{wd,αρχ.} + V_{wd,μανδ.} \quad (4.7)$$

Στην εξίσωση (4.7) ο όρος  $V_{cd,μονολιθ.}$  αναφέρεται στην τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα της αντίστοιχης μονολιθικής διατομής,\*\* ενώ οι όροι  $V_{wd,αρχ.}$  και  $V_{wd,μανδ.}$  συμβολίζουν την τέμνουσα που παραλαμβάνεται από τους συνδετήρες του αρχικού στοιχείου και του μανδύα, αντίστοιχα.\*\*\*

Όταν χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για την κατασκευή του μανδύα, το πάχος του δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 5 cm. Για μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο ελάχιστο πάχος είναι 8 cm. Επίσης γενικά συνιστάται η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα να είναι μία

\* Όπως υπολογίζεται από τη σχέση (11.7) του ΕΚΩΣ 2000.

\*\* Όπως υπολογίζεται από τη σχέση (11.1) του ΕΚΩΣ 2000.

\*\*\* Για τον υπολογισμό των  $V_{wd,αρχ.}$  και  $V_{wd,μανδ.}$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση (11.11) του ΕΚΩΣ 2000.

κατηγορία μεγαλύτερη από αυτή του αρχικού στοιχείου. Για τη σύνδεση του μανδύα με το υπάρχον τοίχωμα συνήθως χρησιμοποιούνται βλήτρα σχήματος Γ. Σε αμφίπλευρους μανδύες (Σχήμα 4.26γ) ενδείκνυται τα βλήτρα να είναι διαμπερή εφόσον αυτό είναι εφικτό (ελάχιστος αριθμός  $3\Phi 14/m^2$ ), ενώ σε μονόπλευρους μανδύες πρέπει να προτιμώνται δίμητοι διατμητικοί σύνδεσμοι σχήματος Π (Σχήμα 4.26α).

#### *4.5.2.2 Ενίσχυση Τοιχωμάτων με Περίσφιγξη*

Αν και η εφαρμογή εξωτερικής περίσφιγξης σε τοιχώματα δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες κατασκευαστικές δυσκολίες, η χρήση της είναι πολύ λιγότερο διαδεδομένη σε σύγκριση με την περίπτωση των υποστρωμάτων. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι η αποδοτικότητα της περίσφιγξης μειώνεται σημαντικά λόγω του έντονα ορθογωνικού σχήματος των τοιχωμάτων.

Η μέθοδος επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης που βρίσκει εφαρμογή στην περίπτωση των τοιχωμάτων λόγω των πλεονεκτημάτων που παρουσιάζει είναι η τεχνική του μεταλλικού κλωβού. Τα κυριότερα από αυτά είναι η αυξημένη ικανότητα παραλαβής τέμνουσας, αλλά και η χρησιμότητά της ως προσωρινής λύσης για την ανάληψη των κατακορύφων φορτίων σε περίπτωση τοιχωμάτων που έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες και ως εκ τούτου αδυνατούν να μεταφέρουν με ασφάλεια τα αξονικά τους φορτία.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται η τεχνική του μεταλλικού κλωβού για την επιβολή περίσφιγξης, αύξηση της απόδοσης μπορεί να επιτευχθεί με χρήση διαμπερών συνδέσμων σχήματος Π ή Ζ σε αποστάσεις της τάξης των 30 cm μεταξύ τους, οι οποίοι ηλεκτροσυγκολλούνται στα αντιδιαμετρικά ελάσματα του κλωβού.

## **4.6 Ενίσχυση πλαισιακού φορέα με δικτυωτούς συνδέσμους**

Μία από τις πιο συνήθειες μεθόδους ενίσχυσης κατασκευών με πλαισιακό φέροντα οργανισμό για ανάληψη σεισμικών φορτίων, είναι η τοποθέτηση δικτυωτών συνδέσμων σε προεπιλεγμένα φατνώματα του φορέα. Με την προσθήκη των συνδέσμων οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι είναι κατά κανόνα μεταλλικοί, αφού ο χάλυβας λόγω των όλκιμων χαρακτηριστικών της συμπεριφοράς του μπορεί να αναλάβει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και κατά συνέπεια ενδείκνυται για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας.

Με τη συγκεκριμένη μέθοδο ενίσχυσης επιτυγχάνεται κατά κύριο λόγο αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, ενώ ανάλογα με το είδος των

συνδέσμων μπορεί να επιτευχθεί και σημαντική αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας. Για το λόγο αυτό προστίθενται συνήθως σε ‘μαλακούς’ ορόφους δηλαδή ορόφους με μειωμένη δυσκαμψία, όπως είναι το ισόγειο κτιρίων τύπου pilotis. Αντίθετα η αύξηση της αντοχής είναι συνήθως μέτρια σε σχέση με άλλες μεθόδους ενίσχυσης, όπως η κατασκευή τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού. Στην περίπτωση που κανένας από τους ορόφους της κατασκευής δεν εμφανίζει μειωμένη δυσκαμψία σε σχέση με τους υπόλοιπους αλλά απαιτείται ενίσχυση του συνόλου της κατασκευής, συνιστάται η τοποθέτηση των δικτυωτών συνδέσμων σε κατακόρυφη σειρά φατνωμάτων των περιμετρικών κυρίως πλαισίων του φορέα.

Πέραν της εύκολης τοποθέτησης, οι δικτυωτοί σύνδεσμοι παρουσιάζουν επίσης το πλεονέκτημα της μικρής επιβάρυνσης των κατακορύφων φορτίων του φορέα, ενώ και από αρχιτεκτονικής πλευράς ελάχιστα αλλοιώνουν τη φυσιογνωμία του κτιρίου και επηρεάζουν το φωτισμό των εσωτερικών του χώρων. Επίσης σε περίπτωση που το φάτνωμα στο οποίο πρόκειται να τοποθετηθούν έχει τοιχοπλήρωση, είναι δυνατόν να τοποθετηθούν εξωτερικά του πλαισίου με κατάλληλη διάταξη, χωρίς να διαφοροποιείται η συμπεριφορά τους.

Όσον αφορά στη διαστασιολόγηση των δικτυωτών συνδέσμων, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στις θέσεις των συνδέσεων με την υφιστάμενη κατασκευή, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η ασφαλής μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων που προστίθενται και αυτών που προϋπάρχουν. Επίσης πρέπει να γίνει κατανοητό ότι η χρήση δικτυωτών συνδέσμων μπορεί να μεταβάλλει εξ ολοκλήρου τη σεισμική συμπεριφορά του αρχικού φορέα και να απαιτήσει πληθώρα άλλων επεμβάσεων λόγω ανακατανομής των δυνάμεων στα διάφορα στοιχεία του φέροντα οργανισμού.

#### **4.6.1 Κατηγορίες Δικτυωτών Συνδέσμων**

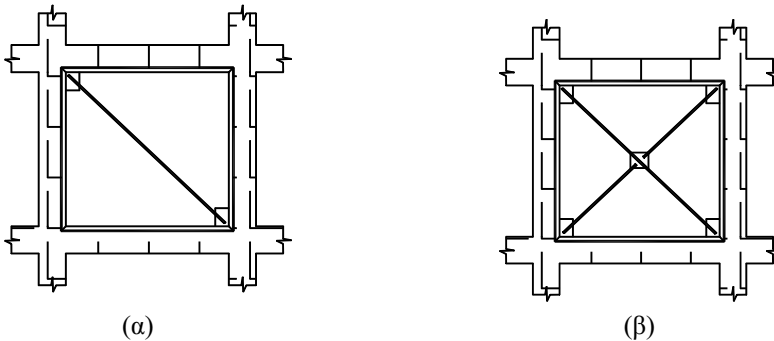
Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι οφείλουν την ονομασία τους στο γεγονός ότι διατάσσονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να σχηματίζουν δικτύωμα με το ζύγωμα και τα υποστυλώματα του φατνώματος στο οποίο τοποθετούνται.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των διαγώνιων μελών με το ζύγωμα του φατνώματος, οι δικτυωτοί σύνδεσμοι διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

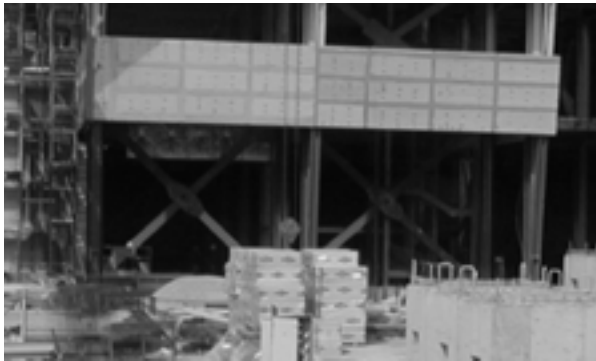
- *Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα.*
- *Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα.*

Μεταξύ των δικτυωτών συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα στην πράξη χρησιμοποιούνται κυρίως οι *απλοί* ή οι *χιαστί διαγώνιοι* (Σχήματα 4.27 και 4.28). Όπως υποδηλώνει η ονομασία τους, οι σύνδεσμοι αυτοί έχουν

στοιχεία κατά τη διεύθυνση της μίας ή και των δύο διαγωνίων του φατνώματος, αντίστοιχα. Για τη διαστασιολόγηση των συνδέσμων αυτού του τύπου θεωρούμε ότι οι εναλλασσόμενης φοράς οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους, ενώ η συνεισφορά των αντίστοιχων θλιβομένων διαγωνίων μπορεί να αγνοείται. Προφανώς στην περίπτωση των χιαστί συνδέσμων οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα, ενώ στην περίπτωση των απλών διαγωνίων, σε διαφορετικά φατνώματα. Στη δεύτερη περίπτωση συνιστάται, το γινόμενο του εμβαδού της διατομής επί την κλίση δύο διαγωνίων του ίδιου ορόφου που καταπονούνται σε αντίθετη δράση, να μη διαφέρει περισσότερο από 10%.



Σχήμα 4.27.: Διαγώνιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι. (α) Απλοί. (β) Χιαστί.

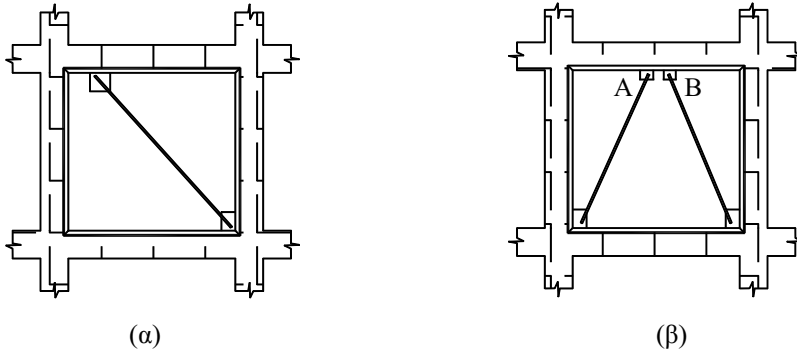


Σχήμα 4.28.: Αντισεισμική ενίσχυση κατασκευής με χιαστί διαγωνίους συνδέσμους.

Η βασική διαφορά των συνδέσμων της δεύτερης κατηγορίας σε σχέση με αυτούς της πρώτης, οι οποίοι συνδέονται μεταξύ τους αλλά και με τα οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία του πλαισίου χωρίς εκκεντρότητα, είναι ότι τουλάχιστον ένα από τα δύο άκρα της διαγωνίου συνδέεται με το ζύγωμα εκκεντρα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο του υποστυλώματος (Σχήματα 4.29



και 4.30). Το τμήμα του ζυγώματος μεταξύ των δύο έκκεντρα συνδεόμενων κόμβων ονομάζεται *δοκός σύζευξης* (τμήμα AB στο Σχήμα 4.29β) και καταπονείται έντονα τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση από τα οριζόντια σεισμικά φορτία και, κατά συνέπεια, έχει αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.



**Σχήμα 4.29.:** Τύποι δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα. (α) Έκκεντρη διαγώνιος. (β) Έκκεντροι τύπου Λ.

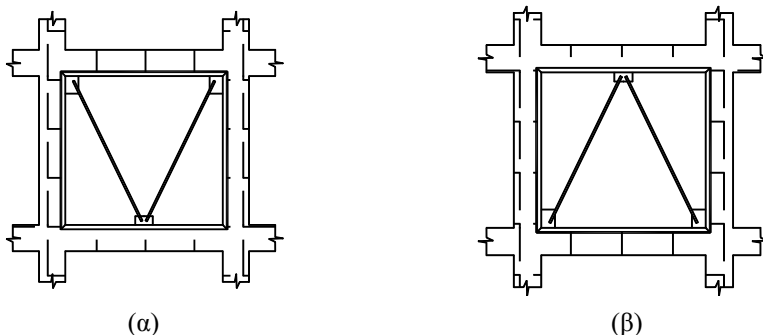
Άλλος τύπος δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα έχει μορφή ορθού ή ανεστραμμένου Υ. Χαρακτηριστικό των συνδέσμων αυτών είναι ότι, ενώ τα λοξά σκέλη τους συνδέονται χωρίς εκκεντρότητα με τα στοιχεία του φαντώματος, το κατακόρυφο σκέλος καταλήγει σε ενδιάμεσο σημείο κατά κανόνα του ζυγώματος. Είναι αξιοσημείωτο, ότι η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων γίνεται σχεδόν αποκλειστικά από το κατακόρυφο σκέλος που για το λόγο αυτό ονομάζεται *σεισμικός σύνδεσμος*.



**Σχήμα 4.30.:** Εφαρμογή δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα στο Κέντρο Τύπου των Ολυμπιακών Αγώνων του 2004.

Μία άλλη συνήθης διάταξη δικτυωτών συνδέσμων είναι η χρήση δύο στοιχείων ανά φάτνωμα, τα οποία συντρέχουν σε ένα κοινό ενδιάμεσο σημείο των οριζοντίων μελών του πλαισίου. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.31, οι σύνδεσμοι που διατάσσονται κατ' αυτό τον τρόπο ονομάζονται *τύπου V* ή *Λ*, ανάλογα με το αν το σημείο σύνδεσής τους βρίσκεται στο κάτω ή στο πάνω ζύγωμα του υπόψιν φατνώματος, αντίστοιχα.

Το κυριότερο χαρακτηριστικό της συμπεριφοράς των συνδέσμων τύπου *V* ή *Λ* είναι ότι, σε αντιδιαστολή με τις απλές ή χιαστί διαγωνίους, οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται τόσο από τις εφελκόμενες όσο και από τις θλιβόμενες ράβδους.

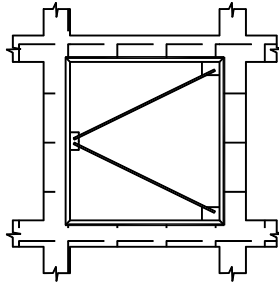


Σχήμα 4.31.: (α) Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου *V*. (β) Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου *Λ*.

Μία άλλη παρόμοια διάταξη που όμως δεν είναι κατάλληλη για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.32. Η διάταξη αυτή ονομάζεται *τύπου K* και πρέπει να αποφεύγεται διότι απαιτεί τη συμμετοχή του υποστυλώματος στην ανάπτυξη του μηχανισμού διαρροής ενώ ταυτοχρόνα προκαλεί εξαιρετικά δυσμενείς επιρροές 2ας τάξεως, με αποτέλεσμα να περιορίζει αισθητά τη δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς του συστήματος.

Προκειμένου να διευκολυνθεί η σύνδεση των δικτυωτών συνδέσμων με τα στοιχεία φέροντος οργανισμού από οπλισμένο σκυρόδεμα, τοποθετούνται συχνά στην περίμετρο του φατνώματος μεταλλικά στοιχεία που σχηματίζουν ένα μεταλλικό πλαίσιο και τα διαγώνια μέλη των συνδέσμων συνδέονται με τα στοιχεία του πλαισίου αυτού. Η σύνδεση των μεταλλικών στοιχείων με τις δοκούς και τα υποστυλώματα του φατνώματος μπορεί να είναι συνεχής ή διακεκομμένη υπό την προϋπόθεση ότι σε κάθε θέση ικανοποιείται η συνθήκη του συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Κατά συνέπεια, όταν επιλέγεται η παραπάνω λύση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το γεγονός ότι, σε αντίθεση με τους διαγώνιους συνδέσμους που καταπονούνται κυρίως αξονικά, τα στοιχεία του πρόσθετου μεταλλικού πλαισίου αναπτύσσουν εκτός από αξονική, τόσο καμπτική όσο και διατμητική ένταση. Στην

περίπτωση που η χρήση του μεταλλικού πλαισίου δεν είναι εφικτή, λόγω π.χ. τοιχοπλήρωσης, είναι δυνατή η απευθείας σύνδεση των δικτυωτών συνδέσμων στο φέροντα οργανισμό μέσω κατάλληλα διαμορφωμένων διατάξεων εξωτερικά του τοίχου πλήρωσης.



*Σχήμα 4.32.: Δικτυωτοί σύνδεσμοι τύπου K.*

#### **4.6.2 Συνήθεις Αστοχίες Δικτυωτών Συνδέσμων**

Συνοπτικά οι κυριότερες βλάβες που εμφανίζονται σε διαγώνια στοιχεία των δικτυωτών συνδέσμων είναι οι εξής:

- Αστοχία του διαγώνιου στοιχείου λόγω θραύσης όταν καταπονείται σε εφελκυσμό ή λυγισμού και αδυναμίας επαναφοράς στην ευθεία θέση όταν καταπονείται σε θλίψη. Στις περιπτώσεις αυτές το στοιχείο πρέπει να αντικατασταθεί από νέο.
- Διαρροή του διαγώνιου στοιχείου. Εάν η πλαστική παραμόρφωση δεν είναι μεγάλη δεν απαιτείται η αντικατάσταση του στοιχείου.
- Ολίσθηση των κοχλιών τριβής. Για ολίσθηση έως 2 mm συνιστάται να γίνονται πρόσθετες ραφές συγκόλλησης του διαγώνιου στοιχείου στο κομβοέλασμα. Για μεγαλύτερη τιμή της ολίσθησης οι προεντεταμένοι κοχλίες πρέπει να αντικαθίστανται.
- Θραύση των κοχλιών σύνδεσης του στοιχείου στο κομβοέλασμα. Συνιστάται η αντικατάσταση των κοχλιών με κοχλίες τριβής και η εκτέλεση πρόσθετων ραφών συγκόλλησης.
- Θραύση του κομβοελάσματος. Η βλάβη αποκαθίσταται με προσωρινή απομάκρυνση του στοιχείου του συνδέσμου, αντικατάσταση του κομβοελάσματος από άλλο μεγαλύτερου πάχους και επανατοποθέτηση του στοιχείου.
- Αποκόλληση του κομβοελάσματος είτε από το ζύγωμα είτε από το υποστύλωμα του πλαισίου. Στην περίπτωση αυτή πρέπει η συγκόλληση να επανεκτελεστεί με ραφή μεγαλύτερου πάχους και επίσης να ενισχυθεί το κομβοέλασμα με εγκάρσιες νευρώσεις.

#### 4.6.3 Γενικές Κατασκευαστικές Διατάξεις Δικτυωτών Συνδέσμων

Η σημαντικότερη παράμετρος όσον αφορά στη συμπεριφορά των δικτυωτών συνδέσμων είναι η εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας ώστε να αναληφθούν με ασφάλεια τα σεισμικά φορτία. Το φαινόμενο που ενδέχεται να αποτρέψει την ανάπτυξη της πλήρους εφελκυστικής αντοχής των συνδέσμων και τη δυνατότητα μετελαστικής συμπεριφοράς είναι ο λυγισμός των μεταλλικών στοιχείων. Επειδή οι διαγώνιοι σύνδεσμοι καταπονούνται σε αξονικό εφελκυσμό που εναλλάσσεται με αξονική θλίψη, έχουν περιορισμένη δυνατότητα ανάπτυξης ανακυκλιζόμενων ανελαστικών παραμορφώσεων. Το γεγονός αυτό εκδηλώνεται μέσω του έντονα ελλειψοειδούς σχήματος του βρόχου υστέρησης των διαγώνιων στοιχείων. Κατά συνέπεια τα διαγώνια στοιχεία πρέπει να διαμορφώνονται κατά τρόπο που να διασφαλίζει την αποφυγή οποιασδήποτε μορφής ψαθυρής αστοχίας λόγω καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού που μπορεί να εκδηλωθεί με θραύση είτε του στοιχείου είτε της σύνδεσής του με το φέροντα οργανισμό της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανακυκλιζόμενης σεισμικής φόρτισης.

Με βάση την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς της ανασχεδιασμένης κατασκευής που αντιστοιχεί στην επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας και στη σεισμική δράση σχεδιασμού, για να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός πρέπει ο λόγος του πλάτους  $b$  προς το πάχος  $t$  της διατομής των θλιβόμενων δικτυωτών συνδέσμων να ικανοποιεί συγκεκριμένα όρια, όπως π.χ. αυτά που δίνονται στο Παράρτημα Γ του *EAK 2000* που αναφέρεται στο σχεδιασμό φερόντων στοιχείων από χάλυβα.

Ειδικά στην περίπτωση χιαστί διαγωνίων, ο έλεγχος έναντι λυγισμού μπορεί να γίνεται με θεώρηση αμφίπακτου στύλου. Στην πράξη συνιστάται επίσης η μείωση της διατομής του στοιχείου κοντά στις θέσεις σύνδεσης με τα μέλη του φανώματος. Σκοπός της μείωσης είναι να περιοριστεί η πιθανότητα λυγισμού λόγω εκκεντρότητας του αξονικού φορτίου που καταπονεί το σύνδεσμο.

Όσον αφορά στα εφελκύζόμενα στοιχεία, προκειμένου να αποφευχθεί η ανάπτυξη συγκεντρωμένων τάσεων στις θέσεις οπών κοχλιών που ενδέχεται να οδηγήσει σε μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις και πιθανή ψαθυρή αστοχία της σύνδεσης, πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$A_{net} / A \geq 1.262 f_y / f_u \quad (4.8)$$

όπου  $A_{net}$  και  $A$  είναι η απομειωμένη καθαρή διατομή και η πλήρης διατομή του εφελκύζόμενου μέλους, αντίστοιχα,  $f_y$  το όριο διαρροής και  $f_u$  η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα.

Μία άλλη κρίσιμη παράμετρος για τον ορθό σχεδιασμό των δικτυωτών συνδέσμων είναι η επάρκεια των συνδέσεων. Γενικά συνιστάται οι συνδέσεις να σχεδιάζονται ώστε να έχουν υπεραντοχή που εξασφαλίζει ότι η

διαρροή περιορίζεται στα πλάστιμα μέλη, δηλαδή στα διαγώνια στοιχεία. Εάν η σύνδεση έχει γίνει με εξωραφή, η υπεραντοχή της πρέπει να είναι τουλάχιστον 20%. Αντίστοιχα, για κοχλιωτές συνδέσεις η οριακή αντοχή της σύνδεσης πρέπει να προκύπτει από τον έλεγχο σε σύνθλιψη άντυγας και όχι σε διάτμηση των κοχλιών. Για το λόγο αυτό συνιστάται η χρήση κοχλιών υψηλής αντοχής.

Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον έλεγχο των κόμβων του υφιστάμενου φορέα μετά την τοποθέτηση των δικτυωτών συνδέσμων, όπου πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα επιπλέον εντατικά μεγέθη που εισάγονται σε αυτούς λόγω ανακατανομής της έντασης στο φορέα. Εφόσον διαπιστωθεί ανεπάρκεια των κόμβων λόγω αλληλεπίδρασης με τα πρόσθετα στοιχεία, επιβάλλεται η αναθεώρηση του σχεδιασμού ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού, ώστε να περιλαμβάνει και ενίσχυση των κόμβων που παρουσιάζουν το πρόβλημα.

#### **4.6.4 Σχεδιασμός Δικτυωτών Συνδέσμων Χωρίς Εκκεντρότητα**

Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι σχεδιάζονται θεωρώντας ότι συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, ενώ αντίθετα αγνοούνται στην ανάλυση της κατασκευής για το στατικό συνδυασμό των κατακόρυφων δράσεων. Οι κατακόρυφες δράσεις πρέπει να αναλαμβάνονται με ασφάλεια από τα οριζόντια και τα κατακόρυφα μέλη του πλαισιακού φορέα, συνυπολογίζοντας μόνο τη συνεισφορά του μεταλλικού πλαισίου που τοποθετείται στην περίμετρο του φατνώματος για τη σύνδεση των διαγώνιων στοιχείων στο φορέα. Επομένως κατά τη μορφοποίηση του μαθηματικού προσομοιώματος της κατασκευής τα διαγώνια στοιχεία δεν συμπεριλαμβάνονται. Επίσης, ειδικά για τους συνδέσμους τύπου V ή Λ, θεωρούμε ότι το κοινό τους σημείο που βρίσκεται στο κάτω ή στο άνω ζύγωμα του φατνώματος, αντίστοιχα, δεν διακόπτει τη στατική συνέχεια του ζυγώματος.

Όσον αφορά στην ανηγμένη αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  των διαγώνιων συνδέσμων, πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

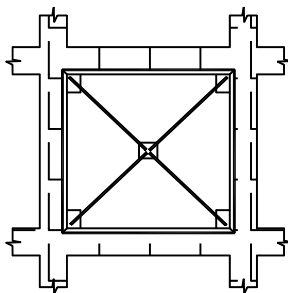
$$\bar{\lambda} = (A f_y / N_{cr})^{0.5} \leq 1.50 \quad (4.9)$$

όπου  $A$  και  $f_y$  είναι το εμβαδόν της διατομής και το όριο διαρροής του χάλυβα, αντίστοιχα, και  $N_{cr} = \pi^2 E I / l^2$  το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου. Όταν οι διαστάσεις του φατνώματος στο οποίο πρόκειται να τοποθετηθούν τα διαγώνια στοιχεία είναι μεγάλες, ο περιορισμός της λυγηρότητας επιτυγχάνεται με χρησιμοποίηση διαγώνιων συνδέσμων σύνθετης διατομής (π.χ. δύο ισοσκελή γωνιακά). Ειδικά για χιαστί διαγώνιους συνδέσμους, συνιστάται η ελάχιστη τιμή της ανηγμένης

λυγηρότητας  $\bar{\lambda}$  να μην είναι μικρότερη από 1.2,\* αφού στην αντίθετη περίπτωση τα διαγώνια στοιχεία είναι εξαιρετικά δύσκαμπτα με αποτέλεσμα να μεταβιβάζουν μεγάλα φορτία στα μέλη του πλαισίου.

Η εκτίμηση του μήκους λυγισμού  $l$  των δικτυωτών συνδέσμων γίνεται με βάση τον τρόπο σύνδεσης των διαγώνιων στοιχείων στο φέροντα οργανισμό. Εάν υπάρχουν αβεβαιότητες ως προς τη δυσκαμψία που επιτυγχάνεται στη στήριξη, το μήκος λυγισμού πρέπει να εκτιμάται συντηρητικά. Στην περίπτωση χιαστί διαγώνιων συνδέσμων που συγκολλούνται σε κοινό έλασμα στο μέσον του μήκους τους όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.33, το μήκος λυγισμού μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του μήκους της διαγωνίου του φατνώματος. Εάν δεν υπάρχει έλασμα στο μέσον της διαγωνίου και το στοιχείο συνδέεται με κομβόελασμα στα αντιδιαμετρικά σημεία του φατνώματος μόνο, συνιστάται το μήκος λυγισμού να λαμβάνεται ίσο με το 100% και με το 80% του μήκους της διαγωνίου για λυγισμό περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα της διατομής, αντίστοιχα. Εάν αντί για συγκόλληση, το διαγώνιο στοιχείο συνδέεται με το κομβόελασμα με κοχλίωση, οι αντίστοιχες τιμές είναι 100% και 90%\*.

Η διαστασιολόγηση των δικτυωτών συνδέσμων γίνεται κατά κανόνα σε όρους αντοχών, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να γίνει και σε όρους παραμορφώσεων, σύμφωνα με τα αποτελέσματα ελαστικής και ανελαστικής στατικής ανάλυσης, αντίστοιχα.



**Σχήμα 4.33.** Χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι με έλασμα στο κέντρο του φατνώματος.

Εφόσον η διαστασιολόγηση γίνεται σε όρους αντοχών και η επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής είναι  $B'$ : προστασία ζωής και περιοσίας των ενοίκων ή  $\Gamma'$ : αποφυγή κατάρρευσης, τότε στο προσομοίωμα περιλαμβάνονται ως πρωτεύοντα μόνο τα στοιχεία των συνδέσμων, συμπεριλαμβανομένων των οριζοντίων και κατακορύφων μελών των φατνωμάτων στην περίμετρο των οποίων τοποθετούνται οι δικτυωτοί

\* ΟΑΣΠ: Κανονισμός Επεμβάσεων.

σύνδεσμοι. Αντίθετα, για στάθμη επιτελεστικότητας  $A'$ : *σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό (άμεση χρήση)* ή όταν οι σύνδεσμοι σχεδιάζονται σε όρους παραμορφώσεων, το μαθηματικό προσομοίωμα περιλαμβάνει υποχρεωτικά όλα τα στοιχεία της ενισχυμένης κατασκευής.

Για τη συνηθέστερη περίπτωση της διαστασιολόγησης σε όρους αντοχών, το προσομοίωμα του ενισχυμένου φορέα αναλύεται για σεισμικές δυνάμεις που προκύπτουν από ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων διαιρεμένο με το συνολικό συντελεστή συμπεριφοράς του κατασκευής. Στον Πίνακα 4.1 δίνονται οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  που μπορούν να χρησιμοποιούνται συναρτήσει της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας και του τύπου των συνδέσμων.

*Πίνακας 4.1.: Συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  για διαστασιολόγηση συνδέσμων  
Χωρίς εκκεντρότητα σε όρους αντοχών*

<b>Τύπος δικτυωτού συνδέσμου</b>		
<b>Στάθμη επιτελεστικότητας</b>	<b>Απλοί ή χιαστί διαγώνιοι</b>	<b>Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ</b>
Άμεση χρήση (λειτουργικότητα)	1	1
Προστασία ζωής	4	2
Αποφυγή κατάρρευσης	6	3

Προκειμένου να χρησιμοποιηθούν οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  που αναγράφονται στον Πίνακα 4.1 πρέπει να πληρούνται ορισμένες προϋποθέσεις, οι κυριότερες από τις οποίες είναι οι ακόλουθες:

- Τα διαγώνια στοιχεία των δικτυωτών συνδέσμων εντός του επιπέδου του φατώματος στο οποίο τοποθετούνται πρέπει να διατάσσονται συμμετρικά και να έχουν αντίστοιχες διατομές, ώστε να δέχονται το ίδιο επίπεδο έντασης τόσο για θετική όσο και για αρνητική σεισμική δράση.
- Η υπεραντοχή των συνδέσμων, δηλαδή ο λόγος της αντοχής προς την αντίστοιχη μέγιστη ένταση για κάθε διαγώνιο στοιχείο που καταπονείται σε αξονικό εφελκυσμό, πρέπει να κατανέμεται ομαλά τόσο καθ' ύψος της κατασκευής όσο και στην κάτοψη. Η ομαλή κατανομή θεωρούμε ότι εξασφαλίζεται όταν η απόκλιση της μέγιστης από την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής των δικτυωτών συνδέσμων στο σύνολο του φορέα δεν υπερβαίνει το 25%.
- Προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων θα γίνει σχεδόν αποκλειστικά από τα διαγώνια στοιχεία των δικτυωτών συνδέσμων, τα οριζόντια και κατακόρυφα μέλη των

φατνωμάτων στην περίμετρο των οποίων έχουν τοποθετηθεί σύνδεσμοι πρέπει να διαστασιολογούνται για τα ακόλουθα μεγέθη ορθής έντασης: (α) τις δυσμενέστερες καμπτικές ροπές που προκύπτουν από την ανάλυση για κατακόρυφα και σεισμικά φορτία, (β) αξονική δύναμη που ισούται με το άθροισμα της αξονικής έντασης λόγω τόσο των κατακορύφων όσο και των σεισμικών δράσεων. Η δεύτερη πρέπει να επαυξάνεται κατά ένα συντελεστή που ισούται με τη δυσμενέστερη ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής των διαγώνιων στοιχείων των συνδέσμων πολλαπλασιασμένη επί 1.2.

- Ειδικά για την περίπτωση συνδέσμων τύπου V ή Λ, το ζύγωμα του φατνώματος που περιλαμβάνει το σημείο σύνδεσης των διαγώνιων στοιχείων, πρέπει να διαστασιολογείται για εγκάρσιο σημειακό φορτίο που δρα στο σημείο αυτό και έχει τιμή ίση με τη διαφορά της αντοχής του εφελκόμενου στοιχείου και του 30% του φορτίου λυγισμού του θλιβόμενου στοιχείου.\*
- Στην περίπτωση απλών διαγώνιων στοιχείων, τα κατακόρυφα μέλη του φατνώματος πρέπει να μπορούν να φέρουν με ασφάλεια το πλήρες φορτίο λυγισμού του διαγώνιου στοιχείου.

Όταν η διαστασιολόγηση γίνεται σε όρους παραμορφώσεων, οι δικτυωτοί σύνδεσμοι πρέπει να προσομοιάζονται με πλήρως ελαστοπλαστικά στοιχεία. Το φορτίο διαρροής των εφελκόμενων στοιχείων θα ισούται με το όριο διαρροής του χάλυβα πολλαπλασιασμένο επί το εμβαδό της διατομής, ενώ για θλιβόμενα στοιχεία με το 20% του φορτίου λυγισμού τους. Αντίστοιχα, η παραμόρφωση αστοχίας πρέπει να λαμβάνεται ίση είτε με το δωδεκαπλάσιο της παραμόρφωσης διαρροής είτε με το οκταπλάσιο της παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στο φορτίο λυγισμού, για εφελκόμενα και θλιβόμενα στοιχεία, αντίστοιχα.\*

#### 4.6.5 Σχεδιασμός Δικτυωτών Συνδέσμων Με Εκκεντρότητα

Σε αντιστοιχία με τους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, οι δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα θεωρούμε ότι δεν συμμετέχουν στην ανάληψη των κατακορύφων δράσεων αλλά μόνο των δράσεων στο σεισμικό συνδυασμό.

Όπως προαναφέρθηκε, στην περίπτωση των δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα οι μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας συγκεντρώνονται στη δοκό σύζευξης. Ο μηχανισμός διαρροής της δοκού σύζευξης εξαρτάται από το λόγο του μήκους της  $I_c$  προς το μήκος της δοκού με θεώρηση αμφίπακτου στύλου  $I_o = 2 M_{pc} / V_{pc}$ , όπου  $M_{pc}$  και  $V_{pc}$  είναι η αντοχή σε

\* ΟΑΣΠ: Κανονισμός Επεμβάσεων.



κάμψη και διάτμηση της διατομής της δοκού, αντίστοιχα. Διακρίνουμε τις ακόλουθες περιπτώσεις:

- $I_c / I_o \leq 0.80$ : η διαρροή της δοκού σύζευξης οφείλεται κυρίως σε διάτμηση.
- $0.80 \leq I_c / I_o \leq 1.30$ : η διαρροή της δοκού σύζευξης οφείλεται σε συνδυασμό κάμψης και διάτμησης.
- $I_c / I_o \geq 1.30$ : η διαρροή της δοκού σύζευξης οφείλεται κυρίως σε κάμψη.

Τα άκρα των δοκών σύζευξης πρέπει να ενισχύονται με αμφίπλευρες νευρώσεις καθ' όλο το ύψος του κορμού. Επιπλέον, όταν  $I_c / I_o \leq 1.40$  απαιτούνται και ενδιάμεσες νευρώσεις για την αποτροπή τοπικού λυγισμού. Για δοκούς σύζευξης που έχουν ύψος μέχρι 60 cm, οι ενδιάμεσες νευρώσεις επιτρέπεται να είναι μονόπλευρες.

Όμοια με την περίπτωση των συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα, η διαστασιολόγηση των δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα μπορεί να γίνει είτε σε όρους αντοχών (ελαστική ανάλυση) είτε σε όρους παραμορφώσεων (ανελαστική στατική ανάλυση).

Για τη μόρφωση του μαθηματικού προσομοιώματος προκειμένου να διαστασιολογηθούν οι δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα σε όρους αντοχών, ισχύουν όσα αναφέρθηκαν για την περίπτωση των συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα. Οι τιμές του συνολικού συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  της κατασκευής με τις οποίες πρέπει να διαιρεθούν οι σεισμικές δυνάμεις που προκύπτουν από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων προκειμένου να γίνει η ελαστική ανάλυση του φορέα αναγράφονται στον Πίνακα 4.2.

*Πίνακας 4.2.: Συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  για διαστασιολόγηση συνδέσμων με εκκεντρότητα σε όρους αντοχών*

<b>Στάθμη επιτελεστικότητας</b>	<b>Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα οποιουδήποτε τύπου</b>
Άμεση χρήση (λειτουργικότητα)	1
Προστασία ζωής	5
Αποφυγή κατάρρευσης	7.5

Όταν η διαστασιολόγηση γίνεται σε όρους αντοχών και προκειμένου να εξασφαλίσουμε ότι η διαρροή του συστήματος θα περιοριστεί στις δοκούς σύζευξης, τα υπόλοιπα στοιχεία, κατακόρυφα, οριζόντια και διαγώνια, πρέπει να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή. Επομένως η διαστασιολόγησή τους συνιστάται να γίνεται ικανοτικά. Ο συντελεστής ικανοτικής

μεγέθυνσης συνιστάται να λαμβάνεται ίσος με το δεκαοκταπλάσιο της ελάχιστης τιμής της υπεραντοχής του συνόλου των συνδέσμων της ενισχυμένης κατασκευής.

Εφόσον η διαστασιολόγηση γίνεται σε όρους παραμορφώσεων, στο προσομοίωμα πρέπει να περιλαμβάνονται όλα τα στοιχεία του ενισχυμένου φορέα, θεωρώντας ότι θα συμπεριφερθούν πλήρως ελαστοπλαστικά. Για το φορτίο διαρροής και την παραμόρφωση αστοχίας των συνδέσμων ισχύουν όσα αναφέρθηκαν στην §4.6.4.

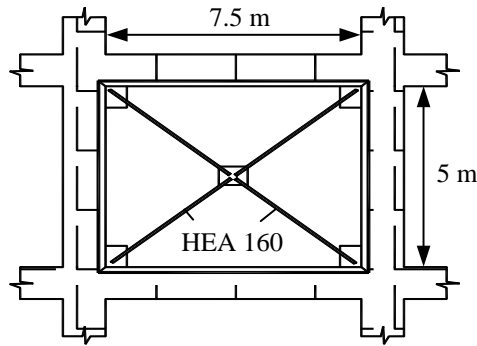
Ειδικά για την περίπτωση δικτυωτών συνδέσμων μορφής ορθού ή ανεστραμμένου Υ, το φορτίο διαρροής πρέπει να λαμβάνεται ίσο με την τέμνουσα αντοχή του σεισμικού συνδέσμου. Η παραμόρφωση αστοχίας είναι συνάρτηση της στροφής κατά την αστοχία της διατομής του συνδέσμου και λαμβάνεται ίση με 0.12 rad ή με 0.03 rad, ανάλογα με το αν η αστοχία είναι καμπτικού ή διατμητικού τύπου, αντίστοιχα.

#### 4.6.6 Παράδειγμα Σχεδιασμού Δικτυωτών Συνδέσμων

Θεωρούμε φάτνωμα πλάτους 7.5 m και ύψους 5 m το οποίο ενισχύεται με τέσσερεις χιαστί διαγωνίους συνδέσμους, οι οποίοι συγκολλούνται σε κοινό έλασμα στο μέσον του μήκους τους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.34. Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσμων είναι από διατομή HEA 160 και χάλυβα Fe 360 (S 235). Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που καταπονεί τους συνδέσμους, όπως προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων, είναι  $N_s = 323$  kN. Η δύναμη αυτή είναι το άθροισμα της εφελκυστικής δύναμης της διαγωνίου μόνο υπό τη σεισμική δράση  $N_{Ed} = 287$  kN και της εφελκυστικής δύναμης υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού  $N_{vd} = 36$  kN. Η κατασκευή στην οποία ανήκει το φάτνωμα ανασχεδιάζεται για στάθμη επιτελεστικότητας  $B'$ : *προστασία ζωής και περιουσίας των ενοίκων* και η διαστασιολόγηση των δικτυωτών συνδέσμων γίνεται σε όρους αντοχών. Ο συντελεστής συμπεριφοράς για την ανάλυση της κατασκευής έχει ληφθεί ίσος με 3.5.

- > *Εφελκύομενη διαγώνιος*: Η υπολογιστική οριακή αντοχή σε εφελκυσμό της κάθε εφελκύομενης διαγωνίου είναι

$$N_{pd} = \frac{A f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{38.8 \times 23.5}{1.1} = 828.91 \text{ kN} > N_s = 323 \text{ kN}$$



*Σχήμα 4.34.: Παράδειγμα διαστασιολόγησης χιαστί διαγωνίων συνδέσμων.*

Επίσης, τα υποστύλωματα και οι δοκοί του ορόφου στον οποίο ανήκει το υπόψη φάτνωμα πρέπει να ελεγχθούν σε λυγισμό με τα μεγέθη της σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης

$$\alpha_{cd} = (1.20 N_{pd} - N_{vd}) / N_{Ed} = (1.20 \times 828.91 - 36) / 287 = 3.34 < q = 3.5$$

- *Θλιβόμενη διαγώνιος:* Σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 ο συντελεστής συμπεριφοράς για τη διαστασιολόγηση των συνδέσμων είναι  $q = 4$ . Επομένως ο μέγιστος λόγος του πλάτους προς το πάχος της διατομής για καθαρή θλίψη και  $4 > q \geq 2$ , από τον Πίνακα 1 του Παραρτήματος Γ του ΕΑΚ 2000, είναι 38ε για τον κορμό και 22ε για τα πέλματα. Για τη HEA 160 έχουμε

**(α) Κορμός:**  $b/t = 104/6 = 17.33 < 38\varepsilon = 33$

**(β) Πέλημα:**  $b/t = 160/9 = 17.78 < 22\varepsilon = 20$

Το μήκος λυγισμού είναι ίσο με το μισό του μήκους της διαγωνίου του φατνώματος, δηλαδή

$$l = \sqrt{7.5^2 + 5^2} / 2 = 4.51 \text{ m}$$

**(α) Λυγισμός περί τον ισχυρό άξονα**

Για λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα της διατομής (εκτός του επιπέδου του φατνώματος) το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου είναι

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{l^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 1670}{451^2} = 1701.70 \text{ kN}$$

Επομένως η ανηγμένη λυγηρότητα σύμφωνα με την εξίσωση (4.9) είναι

$$\bar{\lambda} = (A f_y / N_{cr})^{0.5} = (38.8 \times 23.5 / 1701.70)^{0.5} = 0.732 \leq 1.50$$

Σύμφωνα με τον Πίνακα 5.5.3 του EC 3, η καμπύλη λυγισμού είναι η b, οπότε από τον Πίνακα 5.5.2 ο μειωτικός συντελεστής  $\chi$  ισούται με 0.765.

#### **(β) Λυγισμός περί τον ασθενή άξονα**

Για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα της διατομής (εντός του επιπέδου του φατνώματος) το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου είναι αντίστοιχα

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{l^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 616}{451^2} = 627.69 \text{ kN}$$

Επομένως η ανηγμένη λυγηρότητα είναι

$$\bar{\lambda} = (A f_y / N_{cr})^{0.5} = (38.8 \times 23.5 / 627.69)^{0.5} = 1.205 \leq 1.50$$

Σύμφωνα με τον Πίνακα 5.5.3 του EC 3, η καμπύλη λυγισμού είναι η c, οπότε από τον Πίνακα 5.5.2 ο μειωτικός συντελεστής  $\chi$  ισούται με 0.431.

Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της θλιβόμενης διαγωνίου δίνεται από τη σχέση (5.45) του EC 3

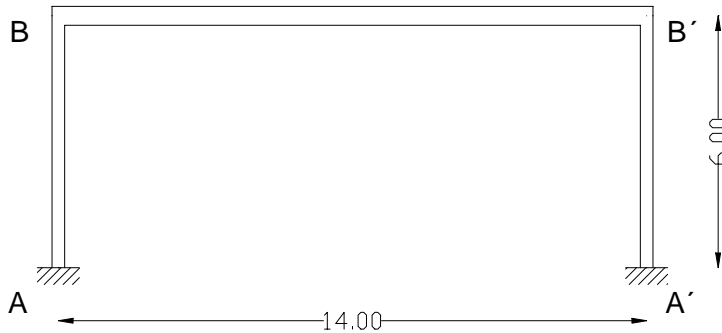
$$N_{bRd} = \frac{\chi_{min} \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.431 \times 1 \times 38.8 \times 23.5}{1.1} = 357.26 \text{ kN} > N_s = 323 \text{ kN}$$

## **4.7 Παράδειγμα επισκευής – ενίσχυσης πλαισιακού φορέα**

### **4.7.1 Ενίσχυση Στύλου με Μανδύα Οπλισμένου Σκυροδέματος**

Ο στύλος Α'Β' αμφιπάκτου πλαισίου μονόροφου κτιρίου έπαθε βαριές βλάβες από σεισμό και επισκευάζεται με κλειστό μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25, πάχους 10 cm και νέους οπλισμούς

ποιότητας S500s (Σχήμα 4.35). Η αρχική διατομή κατασκευάστηκε από οπλισμένο σκυρόδεμα C16/20. Στα Σχήματα 4.36, 4.37 και 4.38 φαίνονται οι διατομές των υποστυλωμάτων AB και A'B' καθώς και ο οπλισμός του στύλου A'B' πριν την ενίσχυση, αντίστοιχα. Θα προσδιοριστούν οι απαιτούμενοι οπλισμοί του μανδύα (κύριος οπλισμός, συνδετήρες) καθώς και οι διατμητικοί σύνδεσμοι (βλήτρα) για την ενίσχυση του φορέα.



**Σχήμα 4.35.: Όψη πλαισίου.**

**ΔΕΔΟΜΕΝΑ**

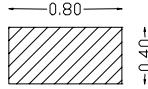
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II
- Κατηγορία σπουδαιότητας: Σ<sub>2</sub>
- Κατηγορία εδάφους: B
- Ποσοστό Απόσβεσης: 5%
- Συντελεστής θεμελίωσης:  $\theta = 1$
- Συντελεστής συμπεριφοράς:  $q = 1.5$
- Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος:  $E_m = 2.9 \cdot 10^7$  kPa
- Επιτάχυνση βαρύτητας:  $g = 10$  m/s<sup>2</sup>
- Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κατασκευής:  $T = 0.14$  sec

**4.7.1.1 Υπολογισμός Σεισμικών Φορτίων**

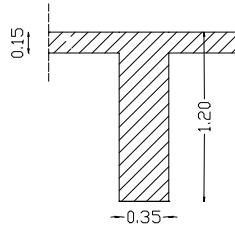
Για κατηγορία εδάφους B οι χαρακτηριστικές περίοδοι είναι  $T_1 = 0.15$  sec και  $T_2 = 0.60$  sec. Επειδή  $T < T_1$  η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού προκύπτει

$$\Phi_d(T) = \gamma_1 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{n\theta\beta_o}{q} - 1 \right) \right] \Rightarrow$$

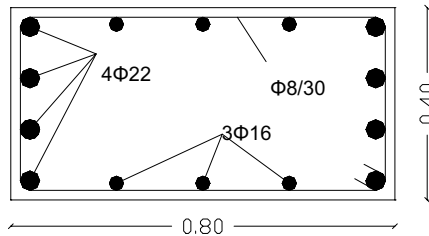
$$\Phi_d(T) = 0.24 g \left[ 1 + \frac{0.14 \left( \frac{2.5}{1.5} - 1 \right) \right] = 0.39 g$$



Σχήμα 4.36.: Διατομές υποστυλωμάτων AB και A'B' πριν την ενίσχυση.



Σχήμα 4.37.: Διατομή ζυγώματος BB'.



Σχήμα 4.38.: Διατομή υποστυλώματος A'B' πριν την ενίσχυση.

Η ταλαντούμενη μάζα του πλαισίου από το συνδυασμό  $G_K + \psi_2 Q_K$ , όπου  $\psi_2 = 0.3$  είναι  $M = 66.15 \text{ Mgr}$ .

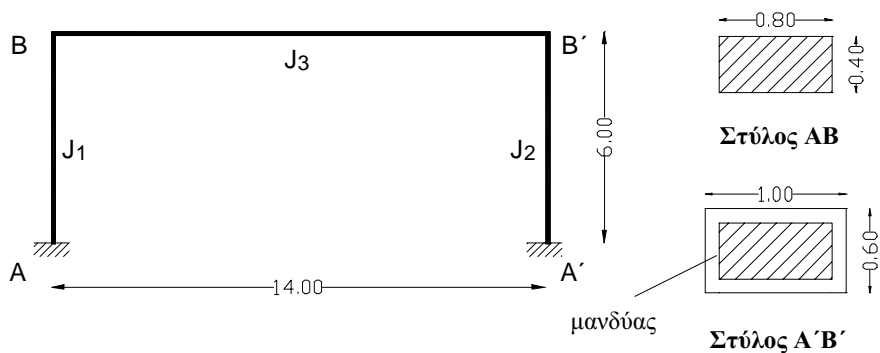
Θεωρείται ότι λιγότερο από 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους της κατασκευής.

Ο υπολογισμός της οριζόντιας σεισμικής δύναμης στο ζύγωμα γίνεται με την ισοδύναμη στατική μέθοδο για την κύρια διεύθυνση έντασης του φορέα. Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται από τη σχέση

$$V_0 = \Phi_d(T) M \Rightarrow V_0 = 3.9 \times 66.15 = 258 \text{ kN}$$

#### 4.7.1.2 Στατική Επίλυση

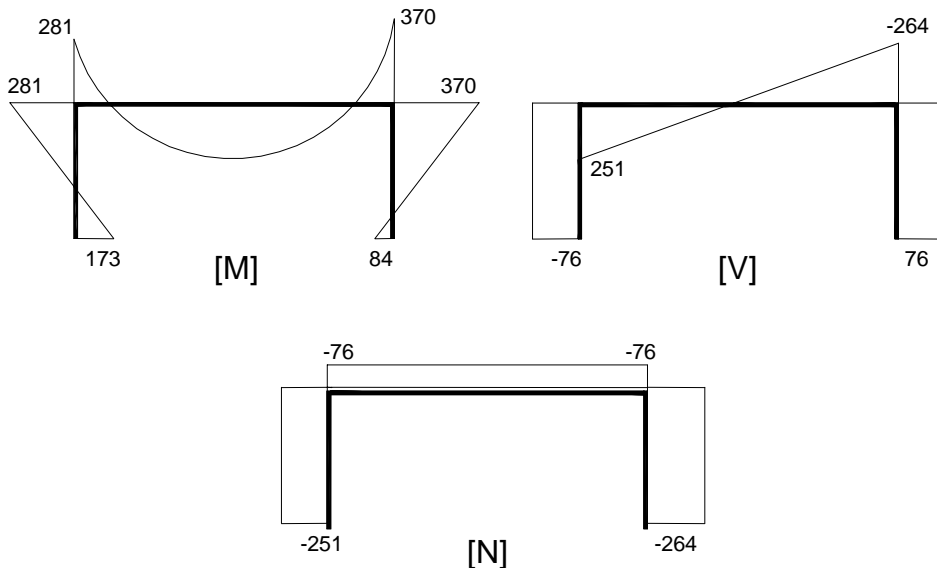
Μετά την επισκευή του υποστυλώματος A'B' πραγματοποιήθηκε ενίσχυσή του με προσθήκη μανδύα πάχους 10 cm όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.39



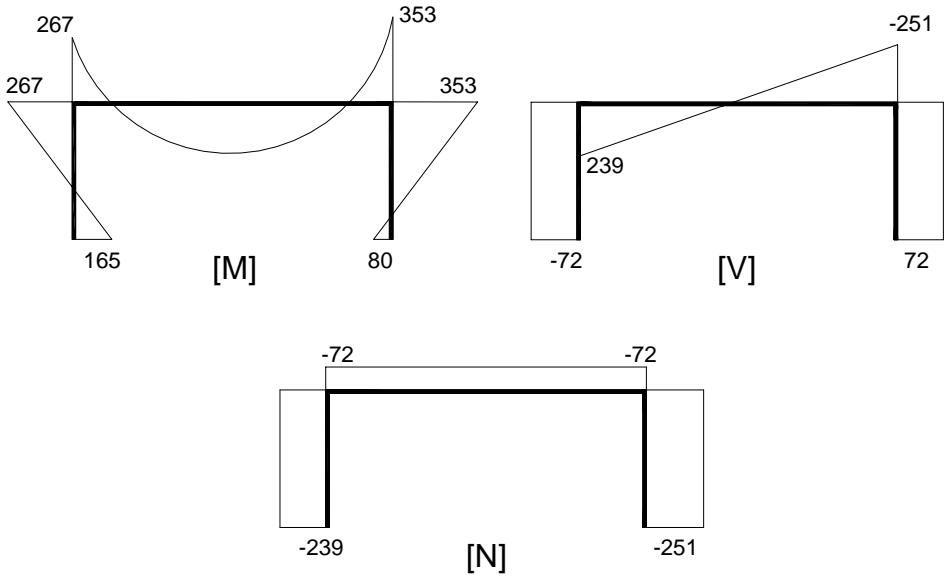
*Σχήμα 4.39.: Ενισχυμένο πλαίσιο με μανδύα στο υποστόλωμα A'B'.*

Ροπές αδράνειας:  $J_1 = 0.0171 \text{ m}^4$ ,  $J_2 = 0.05 \text{ m}^4$ ,  $J_3 = 0.1067 \text{ m}^4$

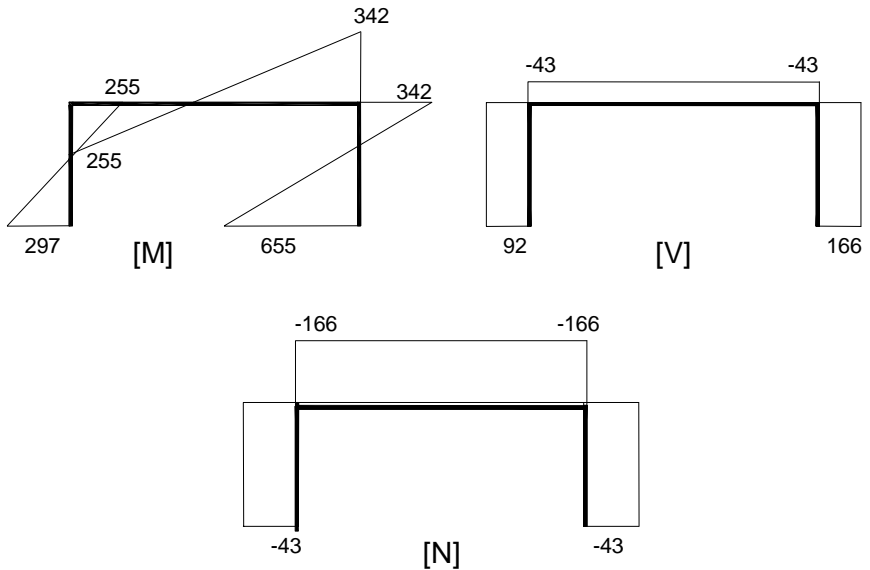
**I. Ομοιόμορφο φορτίο στο ζύγωμα:**  $g = 36.75 \text{ kN/m}$



## II. Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στο ζύγωμα: $q = 35 \text{ kN/m}$



## III. Οριζόντια σεισμική δύναμη στο ζύγωμα: $F = 258 \text{ kN}$ ( $J_3' = J_3/2 = 0.0534 \text{ m}^4$ , παραδοχή σταδίου II)





ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ:

- Οι ροπές και οι τέμνουσες των διαγραμμάτων θεωρούνται σε όλες τις περιπτώσεις ως τιμές παρειάς.
- Στην ανάλυση που ακολουθεί λαμβάνεται:  $k_k = 1$ ,  $k_r = 0.9$ .
- Ο φορέας σχεδιάζεται για συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1.5$ , δηλαδή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

Ακολουθεί ο υπολογισμός των ενισχύσεων του στύλου Α'Β'. Για λόγους οικονομίας χώρου παραλείπεται ο έλεγχος και οι ενδεχόμενες απαιτούμενες επεμβάσεις στο στύλο ΑΒ, που ενδεχομένως θα προκύψουν από ανακατανομή των εντατικών μεγεθών μετά την τροποποίηση της διατομής του υποστύλωματος Α'Β'.

4.7.1.3 Γεωμετρικοί Περιορισμοί

Αν και η επιλογή  $q = 1.5$  δεν το απαιτεί, ελέγχεται αν  $v_d \leq 0.65$  για τους συνδυασμούς δράσεων με σεισμό ώστε να εξασφαλίζεται επαρκής πλαστιμότητα\*

$$N_{sd} = \max \left\{ N_g + 0.3N_q \pm N_E \right\} / k_r = ((-264) + 0.3 \times (-251) \pm 43) / 0.9 = -424.8 \text{ kN}$$

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} = \frac{424.8}{0.60 \times 1 \times \frac{20000}{1.5}} = 0.05 < 0.65$$

4.7.1.4 Έλεγχος έναντι Λυγισμού

Θεωρώντας ότι ο πλαισιακός φορέας είναι αμετάθετος ελέγχουμε το υποστύλωμα Α'Β' έναντι φαινομένων β' τάξεως.

- Υπολογισμός  $v_d$

---

\* **Γενική παρατήρηση:** Αν και ο φορέας σχεδιάζεται με  $q = 1.5$ , γεγονός που απαλλάσσει την ικανοποίηση των απαιτήσεων πλαστιμότητας των ΕΚΩΣ 2000 και ΕΑΚ 2000, ένα μέρος των απαιτήσεων για την εξασφάλιση αυξημένης πλαστιμότητας στο φορέα ικανοποιείται με σειρά ελέγχων που πραγματοποιούνται για να εξασφαλιστεί μια συντηρητικότερη αντιμετώπιση του σεισμού.

$$N_{sd} = (1.35N_g + 1.50N_q) / k_r = (1.35 \times (-264) + 1.5 \times (-251)) / 0.9 = -814.3 \text{ kN}$$

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} = \frac{814.3}{0.60 \times 1 \times \frac{20000}{1.5}} = 0.10$$

- Λυγηρότητα  $\lambda$   
Μήκος λυγισμού:  $l_o \cong l_c = 6.00 \text{ m}$

$$\lambda = l_o / i = l_o / \sqrt{\frac{I}{A}} = 6 / \sqrt{\frac{1^3 \times 0.6 / 12}{0.6 \times 1}} = 20.78$$

- Έλεγχος απαλλαγής από περαιτέρω υπολογισμούς έναντι λυγηρότητας

$$\max \left\{ 25, \frac{15}{\sqrt{v_d}} \right\} = \max \left\{ 25, \frac{15}{\sqrt{0.10}} \right\} = 47.4$$

Δεδομένου ότι  $\lambda = 20.78 < 47.4$ , δεν απαιτείται άλλος έλεγχος έναντι λυγισμού.

#### 4.7.1.5 Υπολογισμός Διαμήκων Οπλισμών (Κύριου Οπλισμού)

##### Μεγέθη σχεδιασμού

Συνδυασμοί δράσεων:

- χωρίς σεισμό  $S_d = S(1.35G + 1.50Q) / k_r$  (1<sup>ος</sup> συνδυασμός)
- με σεισμό  $S_d = S(G + 0.30Q \pm E) / k_r$  (2<sup>ος</sup> και 3<sup>ος</sup> συνδυασμός)

##### Άνω

1<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$M_{sd} = (1.35 \times 370 + 1.5 \times 353) / 0.9 = 1143.3 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = (1.35 \times (-264) + 1.5 \times (-251)) / 0.9 = -814.3 \text{ kN}$$

2<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$M_{sd} = (370 + 0.3 \times 353 + 342) / 0.9 = 908.8 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = ((-264) + 0.3 \times (-251) - 43) / 0.9 = -424.8 \text{ kN}$$

3<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$M_{sd} = (370 + 0.3 \times 353 - 342) / 0.9 = 148.8 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = ((-264) + 0.3 \times (-251) + 43) / 0.9 = -329.2 \text{ kN}$$

**Κάτω**

Στα μόνιμα φορτία προστίθεται το ίδιο βάρος του υποστυλώματος

$$N_g = -(264+25 \times 6 \times 0.6 \times 1)/0.9 = -393.3 \text{ kN}$$

1<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$M_{sd} = (1.35 \times 84 + 1.5 \times 80)/0.9 = 259.3 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times (-393.3) + 1.5 \times (-251)/0.9 = -949.3 \text{ kN}$$

2<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$M_{sd} = (84 + 0.3 \times 80 + 655)/0.9 = 847.8 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = -393.3 + (0.3 \times (-251) - 43)/0.9 = -524.7 \text{ kN}$$

3<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$M_{sd} = (84 + 0.3 \times 80 - 655)/0.9 = -607.8 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = -393.3 + (0.3 \times (-251) + 43)/0.9 = -429.2 \text{ kN}$$

Συνοπτικά οι παραπάνω συνδυασμοί M+N καταγράφονται στον Πίνακα 4.3

**Πίνακας 4.3.: Αποτελέσματα συνδυασμών**

	Άνω			Κάτω		
	1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>	3 <sup>ος</sup>	1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>	3 <sup>ος</sup>
$M_{sd}$	1143.3	908.8	148.8	259.3	847.8	-607.8
$N_{sd}$	-814.3	-424.8	-329.2	-949.3	-524.7	-429.2

**Υπολογισμός οπλισμών**

Στους υπολογισμούς λαμβάνεται επικάλυψη  $c_{nom} = 3 \text{ cm}$ . Άρα η συνολική απόσταση του κέντρου βάρους του οπλισμού από την άκρη της διατομής θα είναι  $3 \text{ cm} + \phi_{\sigma} + \phi_l/2 \approx 5 \text{ cm}$  θεωρώντας συνδετήρες  $\phi 8$  και κυρίως οπλισμούς για το μανδύα  $\phi 18$  (Σχήμα 4.41).

Για τον υπολογισμό των οπλισμών χρησιμοποιούνται διαγράμματα αλληλεπίδρασης M-N που δίνουν συμμετρικό οπλισμό. Επιλέγεται το διάγραμμα για σκυρόδεμα C20/25, χάλυβα S500s και  $d_l/h = 5/100 = 0.05$ .

**Άνω**1<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$\left. \begin{aligned} M_{sd} = 1143.3 \rightarrow \mu_d &= \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}} = \frac{1143.3}{0.6 \times 1^2 \times \frac{20000}{1.5}} = 0.143 \\ N_{sd} = -814.3 \rightarrow \nu_d &= \frac{N_d}{bh f_{cd}} = \frac{814.3}{0.6 \times 1 \times \frac{20000}{1.5}} = 0.102 \end{aligned} \right\} \omega_{\text{tot}} = 0.24$$

2<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$\left. \begin{aligned} M_{sd} = 908.8 \rightarrow \mu_d &= 0.114 \\ N_{sd} = -424.8 \rightarrow \nu_d &= 0.053 \end{aligned} \right\} \omega_{\text{tot}} = 0.20$$

3<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$\left. \begin{aligned} M_{sd} = 148.8 \rightarrow \mu_d &= 0.019 \\ N_{sd} = -329.2 \rightarrow \nu_d &= 0.041 \end{aligned} \right\} \omega_{\text{tot}} = 0.05$$

**Κάτω**1<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$\left. \begin{aligned} M_{sd} = 259.3 \rightarrow \mu_d &= 0.032 \\ N_{sd} = -949.3 \rightarrow \nu_d &= 0.119 \end{aligned} \right\} \omega_{\text{tot}} \approx 0$$

2<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$\left. \begin{aligned} M_{sd} = 847.8 \rightarrow \mu_d &= 0.106 \\ N_{sd} = -524.7 \rightarrow \nu_d &= 0.066 \end{aligned} \right\} \omega_{\text{tot}} = 0.20$$

3<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$\left. \begin{aligned} M_{sd} = 607.8 \rightarrow \mu_d &= 0.076 \\ N_{sd} = -429.2 \rightarrow \nu_d &= 0.054 \end{aligned} \right\} \omega_{\text{tot}} = 0.17$$

Τίθεται ενιαίος οπλισμός

$$A_{s,\text{tot}} = \omega_{\text{tot}} \frac{bh}{f_{yd} / f_{cd}} = 0.24 \frac{100 \times 60}{\frac{500}{1.15} / \frac{20}{1.5}} = 44.16 \text{ cm}^2$$

Ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός είναι

$$0.008 \times 60 \times 100 = 48 \text{ cm}^2$$

Στην αρχική διατομή υπάρχουν ήδη  $2 \times 4\text{Ø}22$  ( $=30.40 \text{ cm}^2$ )

Απαιτούνται επιπλέον:

$$0.5 \times (48 - 30.40) = 8.80 \text{ cm}^2/\text{παρειά} \rightarrow \text{Πρόσθετα μανδύα: } 4\text{Ø}18/\text{παρειά} (= 10.17 \text{ cm}^2)^*$$

#### 4.7.1.6 Υπολογισμός Εγκάρσιων Οπλισμών (Συνδετήρες)

Κρίσιμες περιοχές

Το μήκος των ακραίων κρίσιμων περιοχών του υποστυλώματος είναι

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h = 100 \text{ cm} \\ H / 5 = 600 / 5 = 120 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} = 120 \text{ cm}$$

#### Μεγέθη σχεδιασμού εντός κρίσιμων περιοχών

1<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$V_{sd} = (1.35V_g + 1.50V_q) / k_r = (1.35 \times 76 + 1.5 \times 72) / 0.9 = 234 \text{ kN}$$

2<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$V_{sd} = (V_g + 0.30V_q + V_E) / k_r = (76 + 0.3 \times 72 + 166) / 0.9 = 293 \text{ kN}$$

3<sup>ος</sup> συνδυασμός

$$V_{sd} = (V_g + 0.30V_q - V_E) / k_r = (76 + 0.3 \times 72 - 166) / 0.9 = -76 \text{ kN}$$

#### Αντοχές σχεδιασμού – Έλεγχοι εντός κρίσιμων περιοχών

Έλεγχος περιορισμού λοξής θλίψης σκυροδέματος κορμού

$$V_{Rd2,red} = 1.67 V_{Rd2} (1 - \sigma_{cp,eff} / f_{cd}) \leq V_{Rd2}$$

Υπολογισμός  $V_{Rd2}$

---

\* Η ροπή αντοχής της διατομής με τον υφιστάμενο οπλισμό 4Ø22/παρειά και σκυρόδεμα C16/20 που περιβάλλεται από το μανδύα πάχους 10cm οπλισμένου σκυροδέματος (C20/25, 4Ø18/παρειά, S500s) και με την παραδοχή μονολιθικής συμπεριφοράς προέκυψε  $M_{Rd} = 1190 \text{ kNm}$ , γεγονός που επιτρέπει τη δυνατότητα του απλοποιητικού υπολογισμού της ροπής αντοχής με τη θεώρηση ίδιας ποιότητας σκυροδέματος για τον μανδύα και την αρχική διατομή.

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} v f_{cd} b_w 0.9d$$

όπου

$$v = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.70 - \frac{20}{200} = 0.6 \geq 0.50$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \times 0.6 \times \frac{20000}{1.5} \times 0.6 \times 0.9 \times (1 - 0.05) = 2052 \text{ kN}$$

### 1<sup>ος</sup> συνδυασμός

Υπολογισμός  $\sigma_{cp,eff}$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp,eff} &= \frac{N_{sd} - f_{yk} A_{s2} / \gamma_s}{A_c} = \frac{949.3 - (500000 \times 25.37 \times 10^{-4}) / 1.15}{0.6 \times 1} = \\ &= -256.24 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$V_{Rd2,red} = 1.67 \times 2052 \left( 1 + \frac{256.24}{20000 / 1.5} \right) = 3492.70 \text{ kN}$$

αλλά σύμφωνα με τον κανονισμό πρέπει  $V_{Rd2,red} \leq V_{Rd2}$ , οπότε  $V_{Rd2} = 2052 \text{ kN} > V_{sd} = 234 \text{ kN}$ .

### 2<sup>ος</sup> συνδυασμός

Υπολογισμός  $\sigma_{cp,eff}$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp,eff} &= \frac{N_{sd} - f_{yk} A_{s2} / \gamma_s}{A_c} = \frac{524.7 - (500000 \times 25.37 \times 10^{-4}) / 1.15}{0.6 \times 1} = \\ &= -963.91 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$V_{Rd2,red} = 1.67 \times 2052 \left( 1 + \frac{963.91}{20000 / 1.5} \right) = 3674.58 \text{ kN}$$

αλλά σύμφωνα με τον κανονισμό πρέπει  $V_{Rd2,red} \leq V_{Rd2}$ , οπότε  $V_{Rd2} = 2052 \text{ kN} > V_{sd} = 293 \text{ kN}$ .

### **3<sup>ος</sup> συνδυασμός**

Υπολογισμός  $\sigma_{cp,eff}$

$$\begin{aligned}\sigma_{cp,eff} &= \frac{N_{sd} - f_{yk} A_{s2} / \gamma_s}{A_c} = \frac{429.2 - (500000 \times 25.37 \times 10^{-4}) / 1.15}{0.6 \times 1} = \\ &= -1123.07 \text{ kPa} \\ V_{Rd2,red} &= 1.67 \times 2052 \left( 1 + \frac{1123.07}{20000 / 1.5} \right) = 3715.48 \text{ kN}\end{aligned}$$

αλλά σύμφωνα με τον κανονισμό πρέπει  $V_{Rd2,red} \leq V_{Rd2}$ , οπότε  $V_{Rd2} = 2052 \text{ kN} > V_{sd} = 76 \text{ kN}$

### **Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω οπλισμού διάτμησης**

Η συνολική αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

Για συνδυασμούς δράσεων που περιλαμβάνουν σεισμό

#### **Ανω**

$$N_{sd} = -424.8 \text{ kN} > -0.1 A_c f_{cd} = -0.1 \times 0.6 \times 1 \times \frac{20000}{1.5} = -800 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -329.2 \text{ kN} > -800 \text{ kN}$$

#### **Κάτω**

$$N_{sd} = -524.7 \text{ kN} > -800 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -429.2 \text{ kN} > -800 \text{ kN}$$

Σε όλες τις περιπτώσεις των συνδυασμών δράσεων με σεισμό ισχύει  $N_{sd} > -0.1 A_c f_{cd}$  οπότε το στοιχείο θεωρείται κυρίως καμπτόμενο.

Συνεπώς στις κρίσιμες περιοχές θα ισχύει  $V_{cd} = 0.30 V_{Rd1}$  \*

Υπολογισμός  $V_{Rd1}$

$$V_{Rd1} = \left\{ \tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_l) + 0.15 \sigma_{cp} \right\} b_w d$$

---

\* Δες 'Γενική παρατήρηση' στη σελίδα 117.

όπου  $\tau_{Rd} = 0.26$  MPa για σκυρόδεμα C20/25.

Επίσης

$$k = 1.6 - d = 1.6 - 0.95 = 0.65 < 1 \Rightarrow k = 1$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{25.37}{60 \times 95} = 0.004 < 0.02$$

όπου  $A_{sl}$  ο εφελκόμενος οπλισμός, δηλαδή ο οπλισμός μιας παρειάς

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd,min}}{A_c} = \frac{329.2}{0.6 \times 1} = 548.7 \text{ kPa}$$

Επομένως

$$V_{cd} = 0.30 \{ 260 \times 1 \cdot (1.2 + 40 \times 0.004) + 0.15 \times 548.7 \} 0.6 \times 0.95 = 74.54 \text{ kN}$$

Υπολογισμός  $V_{wd}$

$$\zeta = \frac{V_{min}}{V_{max}} = \frac{-76}{293} = -0.26$$

εφόσον  $\zeta > -0.50$  ολόκληρη η δρώσα τέμνουσα παραλαμβάνεται από συνδετήρες

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{ywd}$$

Πρέπει  $V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \geq V_{sd} = 293 \text{ kN} \rightarrow V_{wd} \geq V_{sd} - V_{cd} = 293 - 74.54 = 218.46 \text{ kN}$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{218.46}{0.9 \times 0.95 \times \frac{500000}{1.15}} = 0.059 \text{ cm}$$

οπότε αν τεθούν συνδετήρες  $\varnothing 8$  δίτητοι  $s \leq \frac{A_{sw}}{0.059} = \frac{2 \times 0.5}{0.059} = 17.0 \text{ cm}$



Οι ελάχιστοι συνδετήρες στις κρίσιμες περιοχές είναι \*

Διάμετρος

$$\varnothing_{\sigma} \geq \left\{ \begin{array}{l} 8 \text{ mm} \\ 1/3\Phi_{L,max} = 1/3 \times 22 = 7.33 \end{array} \right\} = 8 \text{ mm}$$

Μέγιστη απόσταση

$$s_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} 8\Phi_{L,min} = 8 \times 18 = 144 \text{ mm} \\ 50\% \times 60 = 300 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 100 \text{ mm}$$

Άρα οι ελάχιστοι συνδετήρες είναι  $\varnothing 8/10$ .

Στην περιοχή της βλάβης για να αποφευχθεί πρόωρος λυγισμός του νέου διαμήκους οπλισμού τοποθετούνται πυκνοί συνδετήρες  $\varnothing 8/7.5$  (Σχήμα 4.40). Για την ανάληψη των εφελκυστικών τάσεων ρηγμάτωσης κατά μήκος του μανδύα πρέπει να τοποθετούνται συνδετήρες σε μήκος  $u_0$  εκατέρωθεν της βλάβης. Η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων  $a_{sw}$  υπολογίζεται από τη σχέση

$$a_{sw} \leq 0.8 \left( \frac{f_{ywd}}{f_{ctk0.95}} \right) \frac{d_h^2}{t}$$

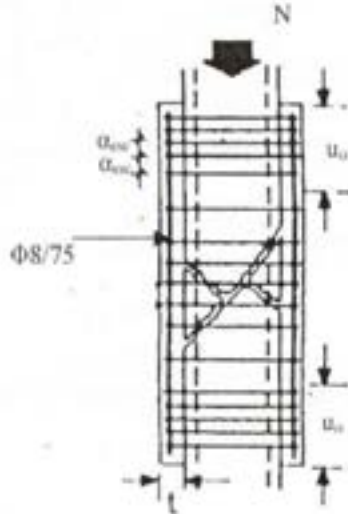
όπου  $d_h$  είναι η διάμετρος των συνδετήρων,  $f_{ywd}$  το όριο διαρροής των συνδετήρων,  $f_{ctk0.95}$  η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος για ποσοστημόριο αστοχίας 95% και  $t$  το πάχος του μανδύα. Για συνδετήρες  $\varnothing 8$  προκύπτει

$$a_{sw} \leq 0.8 \frac{500}{1.15 \times 2.90} \times \frac{8^2}{100} = 76.76 \text{ mm} \rightarrow \varnothing 8 / 7.5$$

---

\* Επειδή ο σχεδιασμός έγινε για  $q = 1.5$  θα μπορούσαν να είχαν εφαρμοστεί οι διατάξεις του ΕΚΩΣ 2000 §18.4.4.1 για μη κρίσιμες περιοχές υποστρωμάτων.

Τοποθετούνται συνδετήρες  $\text{Ø}8/7.5$  (δίτητοι) δεδομένου ότι είναι περισσότεροι από αυτούς που προκύπτουν από τους προηγούμενους ελέγχους. Πρέπει να σημειωθεί, ότι σε όλους τους παραπάνω υπολογισμούς έχει αγνοηθεί η συμβολή των συνδετήρων της αρχικής διατομής.



Σχήμα 4.40.: Διάταξη συνδετήρων μανδύα.

#### 4.7.1.7 Υπολογισμός Βλήτρων Διεπιφάνειας\*

##### ΔΕΔΟΜΕΝΑ:

στοιχεία αρχικής διατομής: C16/20, 8 $\text{Ø}22$ +6 $\text{Ø}16$ , S220,  $d_1 = 3$  cm  
 στοιχεία ενίσχυσης: C20/25, 8 $\text{Ø}18$ +8 $\text{Ø}14$ , S500s,  $d_1 = 5$  cm  
 συνδετήρες μανδύα:  $\text{Ø}8/7.5$  S500s  
 εντατικά μεγέθη (διαδικασία για τον 2<sup>ο</sup> συνδυασμό):  
 (κορυφή):  $N_{sd} = -424.8$  kN,  $M_{sd} = 908.8$  kNm  
 (βάση):  $N_{sd} = -524.7$  kN,  $M_{sd} = 847.8$  kNm

Επιλέγονται βλήτρα  $\text{Ø}20$ , S500s. Το πρώτο και το τελευταίο βλήτρο τοποθετούνται σε απόσταση  $c$  από τα άκρα όπου

$$c = \min(7d_b, 100 \text{ mm}) = \min(7 \times 2.0 = 14.00 \text{ mm}, 100 \text{ mm}) = 10 \text{ cm}$$

\* Οι σχέσεις που χρησιμοποιούνται στην ενότητα παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 5.

Για αστοχία των βλήτρων τύπου Β' (τοπική αστοχία σκυροδέματος και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο) η τέμνουσα σχεδιασμού των βλήτρων είναι

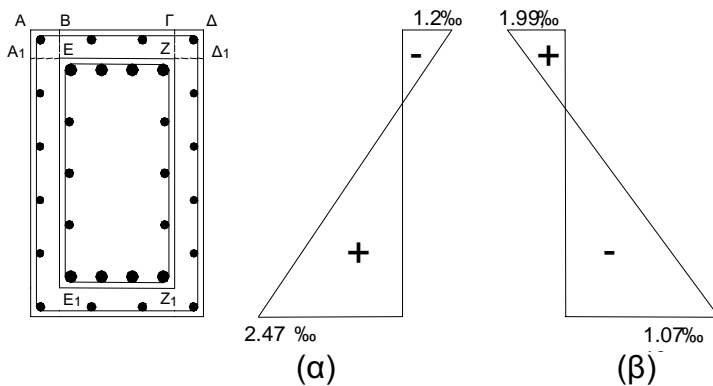
$$V_{ud} = \gamma_m d_b^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = 1 \times 0.020^2 \sqrt{\frac{20000}{1.5} \times \frac{500000}{1.15}} = 30.46 \text{ kN}$$

**Πλευρά ΕΖ**

Από την ανάλυση, προέκυψε ότι η διεπιφάνεια ΕΖ βρίσκεται στη κορυφή του υποστυλώματος στη θλιβόμενη ζώνη, ενώ στη βάση του υποστυλώματος στην εφελκόμενη (Σχήμα 4.41). Για τα παραπάνω εντατικά μεγέθη, οι αναπτυσσόμενες εσωτερικές δυνάμεις για το χάλυβα και το σκυρόδεμα είναι\*

- (άνω):  $F_c^n = - 680 \text{ kN}$   
 $F_{s2}^n = - 195.52 \text{ kN}$
- (κάτω):  $F_{s1}^n = 365.87 \text{ kN}$

όπου  $F_c^n$ ,  $F_{s1}^n$ ,  $F_{s2}^n$  είναι οι δυνάμεις που παραλαμβάνουν το σκυρόδεμα, ο εφελκόμενος και θλιβόμενος χάλυβας του μανδύα, αντίστοιχα.



**Σχήμα 4.41.:** Διάγραμμα παραμορφώσεων στύλου. α) Διατομή κορυφής. β) Διατομή βάσης.

Έλεγχος διεπιφάνειας στο μήκος ΕΖ

Για τη διεπιφάνεια ΕΖ στο θλιβόμενο πέλμα, δηλαδή στην κορυφή του υποστυλώματος, ισχύει

\* Η διαδικασία πρέπει να επαναληφθεί και για την πλευρά Ε1Ζ1

$$F_{AA1\Delta1\Delta A} = F_c^n + F_{s2}^n = -680 + (-195.52) = -875.52 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F_{EZΓBE} &= F_{AA1\Delta1\Delta A} \frac{E_{EZΓBE} 0.85 f_{cd} + A_{S,EZΓBE} f_{yd}}{E_{AA1\Delta1\Delta A} 0.85 f_{cd} + A_{S,AA1\Delta1\Delta A} f_{yd}} = \\ &= -875.52 \times \frac{0.04 \times 0.85 \times \frac{20000}{1.5} + 5.09 \times 10^{-4} \times \frac{500000}{1.15}}{0.06 \times 0.85 \times \frac{20000}{1.5} + 10.17 \times 10^{-4} \times \frac{500000}{1.15}} \Rightarrow F_{EZΓBE} = -526.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Για τη διεπιφάνεια EZ στο εφελκόμενο πέλμα, δηλαδή στον πόδα του υποστυλώματος, ισχύει

$$F_{EZΓBE} = F_{s1}^n \times \frac{A_{S,EZΓBE}}{A_{S,AA1\Delta1\Delta A}} = 365.87 \times \frac{5.09}{10.17} = 183.11 \text{ kN}$$

Το διατμητικό φορτίο στη διεπιφάνεια EZ για το σύνολο του ύψους του υποστυλώματος είναι

$$V_{sd}^{EZ} = 183.11 - (-526.35) = 709.46 \text{ kN}$$

οπότε ο απαιτούμενος αριθμός βλήτρων είναι

$$n_1 = \frac{V_{sd}^{EZ}}{V_{ud}} = \frac{709.46}{30.46} = 23.3 \approx 24 \text{ βλήτρα}$$

#### Έλεγχος διεπιφάνειας στο μήκος $A_1EZ\Delta_1$

Για τη διεπιφάνεια  $A_1EZ\Delta_1$  στο θλιβόμενο πέλμα ισχύει  $F_{AA1\Delta1\Delta A} = -875.52$  kN και στο εφελκόμενο πέλμα  $F_{AA1\Delta1\Delta A} = 365.87$  kN. Το διατμητικό φορτίο στη διεπιφάνεια  $A_1EZ\Delta_1$ , για το σύνολο του ύψους του υποστυλώματος, προκύπτει

$$V_{sd}^{A_1EZ\Delta_1} = 365.87 - (-875.52) = 1241.39 \text{ kN}$$

Επειδή η διεπιφάνεια  $A_1EZ\Delta_1$  διαπερνάται κάθετα από τους συνδετήρες του μανδύα μπορούν να θεωρηθούν ότι δρουν ως βλήτρα. Το κάθε σκέλος συνδετήρα ( $\varnothing 8$ , S500) δρώντας ως βλήτρο μπορεί να παραλάβει

$$V_{uds} = \gamma_m d_b^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = 1 \times 0.008^2 \sqrt{\frac{20000}{1.5} \times \frac{500000}{1.15}} = 4.87 \text{ kN}$$

Τοποθετώντας τον πρώτο και τον τελευταίο συνδετήρα του μανδύα σε απόσταση 10 cm από τα άκρα και τους υπόλοιπους ανά 7.5 cm ο αριθμός των συνδετήρων σε ολόκληρο το ύψος του υποστυλώματος προκύπτει

$$n_w = \frac{600 - 2 \times 10}{7.5} + 1 = 78 \text{ συνδετήρες}$$

Συνεπώς στη διεπιφάνεια διέρχονται κάθετα 156 σκέλη συνδετήρων τα οποία παραλαμβάνουν συνολικό διατμητικό φορτίο  $V_w = 156 \times 4.87 = 759.72$  kN. Ο απαιτούμενος αριθμός βλήτρων για την παραλαβή του υπόλοιπου διατμητικού φορτίου στη διεπιφάνεια EZ είναι

$$n_2 = \frac{V_{sd}^{A_1 E Z \Delta_1} - V_w}{V_{ud}} = \frac{1241.39 - 759.72}{30.46} = 15.8 \approx 16 \text{ βλήτρα}$$

Από τον έλεγχο της διεπιφάνειας  $A_1 E Z \Delta_1$  προέκυψε  $n_1 > n_2$ . Συνεπώς επιλέγονται  $n = 24$  βλήτρα. Το πρώτο και το τελευταίο βλήτρο τοποθετούνται σε απόσταση  $c = 10$  cm από τα άκρα και τα υπόλοιπα βλήτρα σε ίσες καθύψους αποστάσεις. Η απόσταση  $s$  μεταξύ των βλήτρων είναι

$$s = \frac{600 - 2 \cdot 10}{24 - 1} = 25.2 \text{ cm}$$

Για κατασκευαστικούς λόγους τοποθετούνται 27 βλήτρα  $\emptyset 20/22.5$  (ένα βλήτρο ανά 3 συνδετήρες).

#### Έλεγχος ελαχίστων

Σύμφωνα με κατασκευαστικές διατάξεις για τα βλήτρα που αναφέρονται στη βιβλιογραφία συνιστάται (δες §5.4)

$$\min \rho_\delta = \max(\rho_{w,min}, 0.12\%)$$

όπου  $\rho_\delta = A_{s\delta} / A_{c\delta}$ ,  $\rho_{w,min}$  είναι το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού διάτμησης δοκού,  $A_{s\delta}$  το εμβαδό της διατομής των βλήτρων και  $A_{c\delta}$  το εμβαδόν της διεπιφάνειας της αρχικής διατομής που αντιστοιχεί σε ένα βλήτρο.

Η μέγιστη απόσταση μεταξύ των βλήτρων πρέπει να πληρεί τη σχέση

$$s_{\max} = \min (6t_{\text{μανδ.}}, 80 \text{ cm})$$

Για C20/25, S500s προκύπτει  $\rho_{w,\min} = 0.07\%$ , άρα  $\min \rho_{\delta} = 0.12\%$  και

$$\frac{A_{s\delta}}{A_{c\delta}} = \frac{A_{s\delta}}{bs} \geq 0.12\% . \text{ Επίσης}$$

$$s_{\max} = \min (6t_{\text{μανδ.}}, 80 \text{ cm}) = (6 \times 10, 80) = 60 \text{ cm}$$

$$s_{\text{EZ,EI,ZI}} \leq \min \left\{ 60, \frac{3.14}{0.12\% \times 40} \right\} = 60 \text{ cm}$$

### Πλευρές EE<sub>1</sub> και ZZ<sub>1</sub>

Στις δύο άλλες πλευρές του υποστυλώματος τοποθετείται ο ελάχιστος αριθμός βλήτρων. Επιλέγεται  $d_b = 20 \text{ mm}$ . Η μέγιστη απόσταση μεταξύ των βλήτρων είναι

$$s_{\text{EEI,ZZI}} \leq \min \left\{ 60, \frac{3.14}{0.12\% \times 80} \right\} = 32.7 \text{ cm}$$

Επομένως το πλήθος των βλήτρων σε κάθε πλευρά προκύπτει

$$n \geq \frac{600 - 2 \times 10}{32.7} + 1 = 18.74 \approx 19 \text{ βλήτρα}$$

$$s = \frac{600 - 2 \times 10}{19 - 1} = 32.2 \text{ cm}$$

Για κατασκευαστικούς λόγους τοποθετούνται 21 βλήτρα Ø20/30 (ένα βλήτρο ανά 4 συνδετήρες).

### Έλεγχος αξονικού φορτίου

Για τον έλεγχο της δυνατότητας μεταφοράς του αξονικού φορτίου από την αρχική διατομή στο μανδύα μέσω της διεπιφάνειας, υπολογίζεται το ανηγμένο αξονικό φορτίο της νέας διατομής  $v_d$

$$v_d = \frac{N_{sd}}{0.85(A_{c1}f_{cd1} + A_{c2}f_{cd2})}$$

όπου  $A_{c1}$  είναι το εμβαδό της αρχικής διατομής σκυροδέματος,  $A_{c2}$  το εμβαδό της διατομής του μανδύα,  $f_{cd1}$  η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του

υπάρχοντος σκυροδέματος και  $f_{cd2}$  η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος του μανδύα.

Αντικαθιστώντας

$$v_d = \frac{949.3}{0.85 \times \left( 0.32 \times \frac{16000}{1.5} + 0.28 \times \frac{20000}{1.5} \right)} = 0.156^*$$

Το αξονικό φορτίο που αντιστοιχεί στο μανδύα είναι

$$N_{d\mu} = v_d (0.85 f_{cd}) A_{c2} = 0.156 \times 0.85 \times \frac{20000}{1.5} \times 0.28 = 495.04 \text{ kN}$$

Το φορτίο αυτό μεταφέρεται στο μανδύα από το παλαιό υποστύλωμα μέσω της διεπιφάνειας και καταπονεί διατμητικά τα βλήτρα τα οποία μπορούν συνολικά να παραλάβουν

$$V_R = n_{tot} V_{ud} = (2 \times 21 + 2 \times 27) \times 30.46 = 2924.16 \text{ kN} > N_{d\mu} = 495.04 \text{ kN}^{**}$$

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Ghobarah, A., Galal, K.E. (2004), Seismic rehabilitation of short rectangular RC columns, *Journal of Earthquake Engineering*, **8**, 1, pp. 45-68.
2. Maheri, M.R., Kousari, R., Razazan, M. (2003), Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames, *Engineering Structures*, **25**, 13, pp. 1697-1705.
3. Tremblay, R., Archambault, M.H., Filiatrault, A. (2003), Seismic response of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **129**, 12, pp. 1626-1636.
4. Dogan, E., Krstulovic-Opara, N. (2003), Seismic retrofit with continuous slurry-infiltrated mat concrete jackets, *ACI Structural Journal*, **100**, 6, pp. 713-722.

---

\* Για την υφιστάμενη διατομή θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί μικρότερος συντελεστής ασφαλείας, ήτοι  $\gamma_c = 1.30$ .

\*\* Θεώρηση 27 βλήτρων στην πλευρά  $E_1Z_1$  (Σχήμα 4.41)

5. Tsonos, A.G. (2002), Seismic repair of reinforced concrete beam-column subassemblages of modern structures by epoxy injection technique, *Structural Engineering and Mechanics*, **14**, 5, pp. 543-563.
6. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2002), Κανονισμός Επεμβάσεων, Προσχέδιο Κειμένου - 0, Αθήνα.
7. Newman, A. (2001), *Structural Renovation of Buildings: Methods, Details, and Design Examples*, McGraw-Hill, New York.
8. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2001), Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις σε Κτίρια, Αθήνα.
9. Ιωαννίδης, Ι.Γ., Ερμόπουλος, Χ.Ι., Βάγιας, Κ.Ι. (2001), Βλάβες από σεισμό σε χαλύβδινα δομικά στοιχεία και τρόποι επισκευής, *Πρακτικά 2<sup>ο</sup> Πανελληνίου Συνεδρίου Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας*, τόμος Β', σσ. 71-79.
10. Ερμόπουλος, Χ.Ι., Βάγιας, Κ.Ι., Ιωαννίδης, Ι.Γ. (2001), Επεμβάσεις σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση χαλύβδινων στοιχείων, *Πρακτικά 2<sup>ο</sup> Πανελληνίου Συνεδρίου Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας*, τόμος Β', σσ. 81-90.
11. Davaran, A. (2001), Effective length factor for discontinuous X-bracing systems, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, **127**, 2, pp. 106-112.
12. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Αθήνα.
13. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000), Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, Αθήνα.
14. Aboutaha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O. (1999), Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets, *ACI Structural Journal*, **96**, 1, pp. 68-78.
15. CEN Technical Committee 250/SC8 (1996), Eurocode 8-Part 1.4. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: Strengthening and Repair of Buildings, prENV 1998-1-4, Brussels.
16. Comité Eurointernational du Béton (1995), Fastenings for Seismic Retrofitting, State of Art Report on Design and Application, Tokyo.
17. Stoppenhagen, D.R., Jirsa, J.O., Wyllie, L.A. (1995), Seismic repair and strengthening of a severely damaged concrete frame, *ACI Structural Journal*, **92**, 2, pp. 177-187.
18. Carydis, P.G., Mouzakis, H.P., Taflambas, J.M. (1995), Shaking table tests of composite steel-concrete, beam-column connections, *Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vols 1-4, pp. 2435-2440.
19. Τάσιος, Θ.Π. (1991), *Κατασκευές και Θεμελιώσεις από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα*, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.



## Κεφάλαιο 5

---

# ΒΛΗΤΡΑ, ΑΓΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΑΝΑΡΤΗΡΕΣ

---

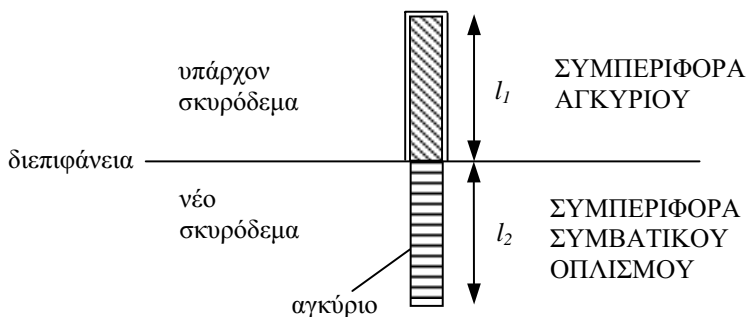
### 4.1.1 Εισαγωγή: Μεταφορά δυνάμεων μέσω βλήτρων, αγκυρίων και αναρτήρων

Η χρησιμοποίηση μεταλλικών συνδέσμων, οι οποίοι είτε αγκυρώνονται σε υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος είτε παρεμβάλλονται μεταξύ παλαιών και νέων ράβδων οπλισμού, αποτελεί συνήθη πρακτική στην τεχνολογία των επεμβάσεων σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στις περισσότερες μεθόδους ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών έναντι σεισμικών δράσεων, προβλέπεται η σύνδεση μεταξύ υπαρχόντων και πρόσθετων στοιχείων. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν η κατασκευή μανδυνών σε υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα για αύξηση της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητάς τους, η αγκύρωση μεταλλικού ελάσματος στο εφελκόμενο πέλμα δοκού για αύξηση της καμπτικής της αντοχής και η σύνδεση τοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα με το φέροντα οργανισμό πλαισιακού φορέα. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις, καθώς και σε πολλές άλλες, η σύνδεση των παλαιών με τα νέα στοιχεία μπορεί να επιτευχθεί και με μεταλλικά στοιχεία. Τα στοιχεία αυτά τοποθετούνται κατά κανόνα κάθετα στη διεπιφάνεια έτσι ώστε να εξασφαλίζουν τη μεταφορά των αξονικών και διατμητικών φορτίων που αναπτύσσονται μεταξύ του υπάρχοντος σκυροδέματος και του υλικού – σκυροδέματος ή χάλυβα – του προστιθέμενου στοιχείου.

Η διάκριση των μεταλλικών συνδέσμων γίνεται κυρίως με βάση το είδος των δυνάμεων που καλούνται να αναλάβουν. Τα στοιχεία που υπόκεινται σε διατμητική καταπόνηση σε διεύθυνση εγκάρσια στον άξονά τους ονομάζονται *βλήτρα*, ενώ τα στοιχεία που καταπονούνται σε αξονικό φορτίο χαρακτηρίζονται *αγκύρια*. Προφανώς είναι δυνατόν ένας μεταλλικός σύνδεσμος να καταπονείται ταυτοχρόνως σε διατμητικό και αξονικό φορτίο οπότε υπόκειται σε συνδυασμένη δράση βλήτρου και αγκυρίου. Οι *αναρτήρες* αποτελούν ειδική κατηγορία ηλεκτροσυγκολλημένων συνδέσμων που χρησιμοποιούνται στην περίπτωση υποστυλωμάτων ενισχυμένων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος για τη μεταφορά φορτίου από τους

παλαιούς διαμήκεις οπλισμούς του υποστρώματος προς τους νέους κατακόρυφους οπλισμούς του μανδύα.

Ως μεταλλικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται είτε μεταλλικά αγκύρια του εμπορίου είτε τμήματα ράβδων οπλισμού (συνήθως νευροχάλυβα) ή δομικού χάλυβα, τα οποία αγκυρώνονται σε οπές που διανοίγονται στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος με εποξική κόλλα ή ειδικό κονίαμα. Πρέπει να σημειωθεί ότι στην περίπτωση που η σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος γίνεται με τεμάχια ράβδων οπλισμού, τα αγκύρια πακτώνονται κατά τμήμα του μήκους τους στο υπάρχον σκυρόδεμα, ενώ το υπόλοιπο τμήμα τους εγκιβωτίζεται στο νέο σκυρόδεμα μετά τη σκυροδέτηση του στοιχείου που προστίθεται. Κατά συνέπεια η μηχανική συμπεριφορά του αγκυρίου καθορίζεται τόσο από το μηχανισμό δράσης βλήτρου που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος, όσο και από τη συμπεριφορά αγκυρίου του τμήματος της ράβδου οπλισμού μήκους  $l_1$  που βρίσκεται εμπηγμένο στο υπάρχον σκυρόδεμα (Σχήμα 5.1). Επιπλέον ως μέγιστη ορθή ή διατμητική δύναμη που μπορεί να μεταφέρει ένα τέτοιο αγκύριο πρέπει να λαμβάνεται η μικρότερη από τις δυνάμεις που μπορούν να μεταφερθούν από το εκ των προτέρων και το εκ των υστέρων τοποθετημένο τμήμα του αγκυρίου. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.1, το τμήμα του αγκυρίου μήκους  $l_2$ , το οποίο κατά τη σκυροδέτηση ενσωματώνεται στο νέο σκυρόδεμα, συμπεριφέρεται κατά τρόπο ανάλογο με το συμβατικό οπλισμό. Κατά συνέπεια τόσο το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης  $l_2$ , όσο και η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που μπορεί να μεταφέρει το συγκεκριμένο τμήμα του αγκυρίου υπολογίζονται με βάση τις διατάξεις του κανονισμού σκυροδέματος.



Σχήμα 5.1.: Μηχανική συμπεριφορά αγκυρίου για τη σύνδεση παλαιού με νέο σκυρόδεμα.

## 5.2 Τύποι και χρήση αγκυρίων και βλήτρων

Τα μεταλλικά αγκύρια που διατίθενται στο εμπόριο διακρίνονται ανάλογα με τον τρόπο λειτουργίας τους σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- Μηχανικά αγκύρια.
- Χημικώς πακτωμένα αγκύρια.

Τα αγκύρια της πρώτης κατηγορίας αγκυρώνονται με μηχανικό τρόπο, δηλαδή είτε με διόγκωση (αγκύρια και βλήτρα) είτε με τριβή (βλήτρα). Τα πλέον αντιπροσωπευτικά δείγματα μηχανικών αγκυρίων είναι τα *διογκούμενα αγκύρια* και τα *αγκύρια διογκούμενης κεφαλής* (Σχήμα 5.2). Όπως δηλώνει η ονομασία τους, η αγκύρωση των διογκούμενων αγκυρίων επιτυγχάνεται με διόγκωση ολόκληρου του μήκους τους, ενώ των αγκυρίων διογκούμενης κεφαλής με διόγκωση μόνο του εμπρόσθιου τμήματός τους. Τα αγκύρια αυτής της κατηγορίας έχουν γενικά καλή μηχανική συμπεριφορά και υψηλή αντοχή, τόσο σε αξονικά όσο και σε διατμητικά φορτία, η οποία όμως μειώνεται σημαντικά λόγω κόπωσης, όταν τα αγκύρια υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση.



Σχήμα 5.2.: Είδη μηχανικών αγκυρίων.

Η αγκύρωση των χημικώς πακτωμένων αγκυρίων επιτυγχάνεται με χρήση εποξικής ρητίνης ή ειδικού κονιάματος. Συνήθως χρησιμοποιούνται ρητίνες με μικρό ιξώδες. Σε οριζόντιες αγκυρώσεις, ο άξονας της οπής που διανοίγεται για την τοποθέτηση του αγκυρίου πρέπει να έχει ελαφρά κλίση για να αποτραπεί η ροή της ρητίνης έξω από την οπή. Σε κατακόρυφες αγκυρώσεις οροφής χρησιμοποιούνται ειδικές κάψουλες ρητινών που τοποθετούνται με κατάλληλο εξοπλισμό. Το κυριότερο μειονέκτημα αυτού

του τύπου των αγκυρίων είναι η μεγάλη μείωση της συγκολλητικής ιδιότητας της εποξικής ρητίνης με αύξηση της θερμοκρασίας, η οποία ουσιαστικά μηδενίζεται για θερμοκρασίες πάνω από 250° C. Επομένως τα αγκύρια αυτής της κατηγορίας είναι ιδιαίτερα ευπαθή σε περίπτωση πυρκαγιάς.

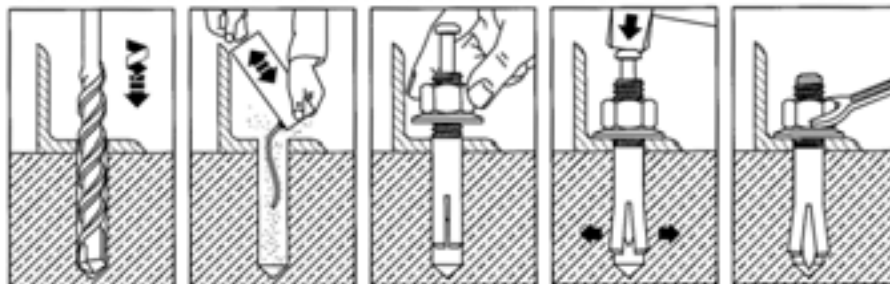
Ιδιαίτερη σημασία για την επίτευξη της απαιτούμενης αντοχής έχει ο τρόπος με τον οποίο γίνεται η τοποθέτηση των αγκυρίων. Τα βήματα που πρέπει να ακολουθούνται είναι συνοπτικά τα παρακάτω:

1. Αρχικά διανοίγεται με τρυπάνι η οπή εντός της οποίας θα τοποθετηθεί το αγκύριο. Στην περίπτωση χημικώς πακτωμένων συνδέσμων η διάμετρος της οπής πρέπει να είναι 2 ~ 6 mm μεγαλύτερη από τη διάμετρο του συνδέσμου έτσι ώστε να υπάρξει ο απαραίτητος χώρος για τη ρητίνη.
2. Στη συνέχεια καθαρίζεται το εσωτερικό της οπής με αναρρόφηση της σκόνης και των θραυσμάτων σκυροδέματος από το εσωτερικό της, καθώς πειραματικά αποτελέσματα έχουν δείξει ότι έτσι επιτυγχάνεται καλύτερη αγκύρωση του συνδέσμου στο σκυρόδεμα. Αξίζει να σημειωθεί ότι, με βάση τα ίδια πειραματικά αποτελέσματα, η αγκύρωση βελτιστοποιείται όταν γίνεται περαιτέρω εκτράχυνση των τοιχωμάτων της οπής με λεπτή συρματόβουρτσα για επαύξηση της πρόσφυσης του αγκυρίου στο σκυρόδεμα.
3. Τέλος τοποθετείται το αγκύριο εντός της οπής και με μηχανικό τρόπο διογκώνεται ώστε να επιτευχθεί η αγκύρωσή του. Στην περίπτωση των χημικώς πακτωμένων αγκυρίων, επαρκής ποσότητα ρητίνης θα πρέπει να τοποθετηθεί στην οπή πριν την είσοδο του αγκυρίου, έτσι ώστε στην τελική φάση η ρητίνη να καλύπτει πλήρως το κενό μεταξύ αγκυρίου και τοιχωμάτων της οπής.

Στο Σχήμα 5.3 φαίνεται αναλυτικά η διαδικασία τοποθέτησης ενός αγκυρίου διογκούμενης κεφαλής. Τα βιομηχανικά αγκύρια που κυκλοφορούν στο εμπόριο πρέπει να συνοδεύονται από έντυπα που αναφέρουν με λεπτομέρειες τις προδιαγραφές τους, μεταξύ των οποίων περιλαμβάνονται οι απαιτήσεις σχετικά με το βάθος και τη διάμετρο της οπής εμπήξεως, οι ελάχιστες επιτρεπόμενες αποστάσεις μεταξύ των αγκυρίων καθώς και από το άκρο του στοιχείου στο οποίο τοποθετούνται και το είδος του τρυπανιού που απαιτείται για τη διάνοιξη της οπής αλλά και του εργαλείου για τη σύσφιξη του αγκυρίου.

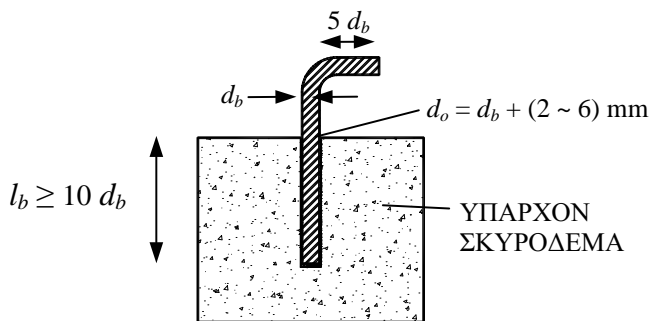
Η κατάλληλη χρήση αγκυρίων αποτελεί αντικείμενο ειδικών συστάσεων και κανονισμών. Έτσι σε κάθε περίπτωση που χρησιμοποιούνται αγκύρια πρέπει να εφαρμόζονται σχολαστικά τόσο οι προδιαγραφές του

κατασκευαστή όσο και οι απαιτήσεις που υιοθετούνται από τους ισχύοντες κανονισμούς.



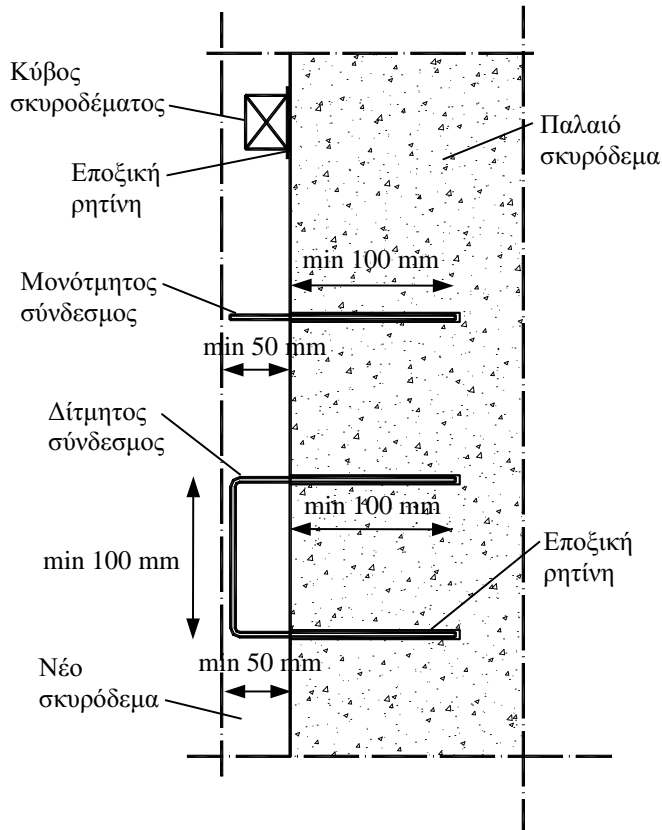
Σχήμα 5.3.: Τοποθέτηση αγκυρίου διογκούμενης κεφαλής.

Όσον αφορά στους διατμητικούς συνδέσμους που χρησιμοποιούνται για την ανάληψη της τέμνουσας στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου, ο πιο συνηθισμένος τύπος τους είναι τα μονότμητα βλήτρα σχήματος Γ (Σχήμα 5.4), με τα οποία επιτυγχάνεται καλύτερη αγκύρωση του βλήτρου στο νέο σκυρόδεμα. Εκτός από τον παραπάνω, άλλοι συνηθείς τύποι διατμητικών συνδέσμων φαίνονται στο Σχήμα 5.5.\* Από τους τύπους αυτούς, στην πράξη χρησιμοποιούνται κυρίως οι μονότμητοι και οι δίτμητοι μεταλλικοί σύνδεσμοι ενώ οι κύβοι από σκυρόδεμα που συγκολλούνται με ρητίνη στο παλιό σκυρόδεμα εφαρμόζονται λιγότερο.



Σχήμα 5.4 Μονότμητο βλήτρο σχήματος Γ.

\* CEB.



Σχήμα 5.5.: Τύποι διατιμητικών συνδέσμων.

### 5.3 Σχεδιασμός αγκυρίων και βλήτρων

Όπως αναπτύσσεται αναλυτικά στις ακόλουθες ενότητες, ο ορθός σχεδιασμός αγκυρίων ή βλήτρων απαιτεί την αποφυγή αστοχιών λόγω του συνδυασμού δράσης βλήτρου και δράσης αγκυρίου.

#### 5.3.1 Δράση Βλήτρου

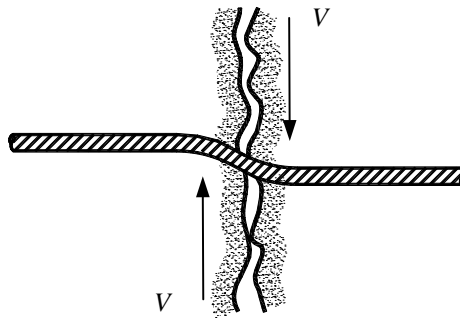
Δράση βλήτρου αναπτύσσεται όταν ένας μεταλλικός σύνδεσμος καταπονείται σε διάτμηση, λόγω της σχετικής ολίσθησης των παρειών της διεπιφάνειας παλαιού και νέου στοιχείου. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.6, η ολίσθηση προκαλεί σημειακή εκκεντρότητα της ράβδου του συνδέσμου, με αποτέλεσμα τοπική θλίψη του σκυροδέματος σε διεύθυνση κάθετη στον άξονα της ράβδου. Ο μηχανισμός δράσης βλήτρου αναφέρεται στις δυνάμεις που ασκεί το σκυρόδεμα ως αντίδραση στην επιβαλλόμενη θλίψη από το

μεταλλικό σύνδεσμο. Λόγω της δράσης του βλήτρου, οι πιθανότεροι τύποι αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

1. *Αστοχία τύπου Α'*: Θραύση του χάλυβα του βλήτρου λόγω υπέρβασης της χαρακτηριστικής αντοχής του στη θέση της διεπιφάνειας (Σχήμα 5.7α). Πρόκειται για τον πιθανότερο τύπο αστοχίας στην περίπτωση που το βλήτρο αγκυρώνεται σε σκυρόδεμα καλής ποιότητας και βρίσκεται σε ικανή απόσταση από το άκρο του στοιχείου. Κατ' αντιστοιχία με την περίπτωση της αντοχής σε διάτμηση κοχλιών στις συνδέσεις σιδηρών κατασκευών, η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας  $V_{ud}^A$  που μπορεί να μεταφερθεί από ένα βλήτρο δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$V_{ud}^A = \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} \tag{5.1}$$

όπου  $A_s$  είναι το εμβαδόν της διατομής του βλήτρου και  $f_{yd} / \sqrt{3}$  το όριο διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα σύμφωνα με το κριτήριο von Mises.



*Σχήμα 5.6.: Μηχανισμός δράσης βλήτρου.*

2. *Αστοχία τύπου Β'*: Τοπική αστοχία του σκυροδέματος που περιβάλλει το βλήτρο λόγω της θλιπτικής δύναμης που ασκεί το βλήτρο στο σκυρόδεμα στη διεύθυνση του διατμητικού φορτίου με ταυτόχρονο σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο (Σχήμα 5.7β). Προσομοιάζοντας αυτόν τον τύπο αστοχίας με την περίπτωση πλαστικής αστοχίας πασσάλου εμπηγμένου στο έδαφος

καταλήγουμε στην ακόλουθη σχέση για την τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού  $V_{ud}^B$ :

$$V_{ud}^B = \gamma_m d_b^2 [\sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon] \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \quad (5.2)$$

όπου:

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{d_b} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}} \quad (5.3)$$

Στις παραπάνω σχέσεις  $d_b$  είναι η διάμετρος του βλήτρου,  $f_{cd}$  και  $f_{yd}$  η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και του ορίου διαρροής του χάλυβα αντίστοιχα, και  $e$  η εκκεντρότητα εφαρμογής του διατμητικού φορτίου ως προς τη διεπιφάνεια. Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα, για στατική φόρτιση ο συντελεστής  $\gamma_m$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1.30.

Σε περίπτωση ανακυκλιζόμενης φόρτισης στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου, όπως είναι η σεισμική δράση, λόγω της μεταβαλλόμενης διεύθυνσης της σχετικής ολίσθησης των παρειών, ο συντελεστής  $\gamma_m$  της εξίσωσης (5.2) πρέπει να λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

Εάν το βλήτρο δεν καταπονείται μόνο σε διάτμηση αλλά και σε εφελκυσμό, η τιμή σχεδιασμού της οριακής τέμνουσας  $V_{ud}^B$  που μπορεί να παραλάβει μειώνεται σύμφωνα με τη σχέση

$$V_{ud}^B = \gamma_m d_b^2 [\sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon] \sqrt{f_{cd} f_{yd} (1 - \zeta^2)} \quad (5.4)$$

όπου  $\gamma_m = 1.30$ ,  $\zeta = \sigma_s / f_{yd}$  και  $\sigma_s$  είναι η εφελκυστική τάση που ασκείται στο βλήτρο. Απαραίτητη προϋπόθεση για να θεωρηθεί το βλήτρο ικανό να παραλάβει εφελκυστικές τάσεις είναι να έχει επαρκές μήκος αγκύρωσης τόσο στο παλαιό όσο και στο νέο σκυρόδεμα. Σε περίπτωση ανακυκλιζόμενης φόρτισης πρέπει να μειώνεται η τιμή του συντελεστή  $\gamma_m$  σε μονάδα.

3. *Αστοχία τύπου Γ'*: Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος λόγω ανεπαρκούς επικάλυψης είτε κατά τη διεύθυνση της φόρτισης είτε κάθετα προς αυτή (Σχήμα 5.7γ). Συγκεκριμένα όταν η επικάλυψη σκυροδέματος είναι μικρότερη από κάποιες ελάχιστες τιμές που αναφέρονται παρακάτω, ο μηχανισμός αστοχεί με απόσχιση του σκυροδέματος, η οποία συμβαίνει για χαμηλή τιμή του διατμητικού φορτίου, πολύ μικρή ολίσθηση κατά μήκος των παρειών της διεπιφάνειας και είναι εξαιρετικά ψαθυρή. Για τους λόγους αυτούς η



αστοχία τύπου Γ' πρέπει να αποφεύγεται και να προτιμάται η αστοχία τύπου Β' που χαρακτηρίζεται από ελαστοπλαστική συμπεριφορά του βλήτρου και μεγάλες τιμές σχετικής ολίσθησης. Οι ελάχιστες τιμές επικάλυψης για να αποφευχθεί αστοχία τύπου Γ' είναι οι ακόλουθες:

- Κατά τη διεύθυνση της φόρτισης:
  - Ελάχιστη κάτω επικάλυψη =  $6 d_b$
  - Ελάχιστη άνω επικάλυψη =  $5 d_b$
- Κάθετα στη διεύθυνση της φόρτισης:
  - Ελάχιστη πλευρική επικάλυψη =  $3 d_b$

Η αστοχία τύπου Γ' εξαρτάται επίσης από το πάχος του στοιχείου στην αξονική διεύθυνση του βλήτρου. Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας  $V_{ud}^C$  γι' αυτόν τον τύπο αστοχίας μπορεί να εκτιμηθεί από την παρακάτω σχέση:

$$V_{ud}^C = k_1 a_1 a_2 \sqrt{d_b f_{cd}} (l_b/d_b)^{1/5} c_p^{3/2} \quad [N] \quad (5.5)$$

όπου  $d_b$  είναι η διάμετρος του βλήτρου σε mm,  $f_{cd}$  η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος σε MPa,  $l_b$  το μήκος αγκύρωσης του βλήτρου σε mm και  $c_p$  η επικάλυψη σκυροδέματος στη διεύθυνση της διατμητικής φόρτισης σε mm. Ο συντελεστής  $k_1$  είναι ίσος με 0.28 και έχει μονάδες  $N^{1/2} / mm$ . Οι συντελεστές  $a_1$  και  $a_2$  χρησιμοποιούνται για να εκφράσουν τη μείωση της τέμνουσας σε περίπτωση που δεν είναι δυνατός ο πλήρης σχηματισμός του κώνου απόσχισης λόγω ανεπαρκούς πλευρικής επικάλυψης και πάχους στοιχείου και δίνονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$a_1 = (t/1.4 c_p)^{2/3} \leq 1.0 \quad (5.6)$$

$$a_2 = \max[0.3 + 0.7 c_n^{min} / 1.5 c_p, (c_n^{max} + c_n^{min}) / 3.5 c_p] \leq 1.0 \quad (5.7)$$

όπου  $t$  είναι το πάχος του στοιχείου και  $c_n$  η πλευρική επικάλυψη σκυροδέματος σε διεύθυνση κάθετη σε αυτή του φορτίου.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιηθούν  $n$  βλήτρα σε σειρά για την παραλαβή του διατμητικού φορτίου και η μεταξύ τους απόσταση είναι  $s \geq s_{cr}$  με  $s_{cr} = 2 c_p$  για  $n = 2$  και  $s_{cr} = 3 c_p$  για  $n > 2$ , το συνολικό φορτίο σχεδιασμού  $V_{ud,n}^C$  προκύπτει με άθροιση του φορτίου σχεδιασμού του κάθε βλήτρου

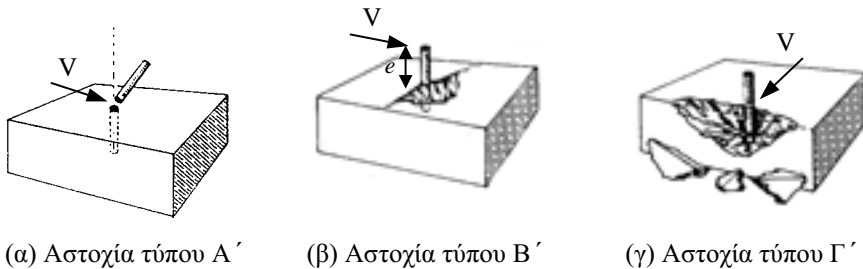
$$V_{ud,n}^C = \Sigma V_{ud}^C \quad (5.8)$$

Εάν όμως  $s < s_{cr}$ , η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας  $V_{ud,n}^C$  που μπορούν να παραλάβουν τα  $n$  βλήτρα είναι μικρότερη λόγω αλληλοκάλυψης των κώνων σκυροδέματος κάθε βλήτρου και δίνεται από τη σχέση

$$V_{ud,n}^C = 0.45 \left[ 1 + \frac{(n-1)s}{s_{cr}} \right] V_{ud}^C \leq \Sigma V_{ud}^C \quad (5.9)$$

Για την εκτίμηση της αντοχής του βλήτρου, εξετάζονται και οι τρεις πιθανοί τύποι αστοχίας  $A'$ ,  $B'$  και  $\Gamma'$  και λαμβάνεται η μικρότερη από τις τιμές  $V_{ud}^A$ ,  $V_{ud}^B$  και  $V_{ud}^C$ . Με βάση τα παραπάνω είναι σαφές ότι ο μηχανισμός δράσης βλήτρου εξαρτάται από παραμέτρους όπως η διάμετρος του βλήτρου, η επικάλυψη σκυροδέματος, η αντοχή τόσο του χάλυβα όσο και του σκυροδέματος και το μήκος αγκύρωσης του βλήτρου.

Για να επιτευχθεί ο επιθυμητός τύπος αστοχίας  $B'$ , συνιστάται το μήκος αγκύρωσης να είναι τουλάχιστον ίσο με το δεκαπλάσιο της διαμέτρου του βλήτρου. Επίσης, σε περιοχές υψηλών διατμητικών τάσεων, είναι σκόπιμο το πρώτο βλήτρο να τοποθετείται σε απόσταση ίση με το ελάχιστο του  $7 d_b$  και 100 mm από το πέρας της επίστρωσης.



Σχήμα 5.7.: Τύποι αστοχίας λόγω δράσης βλήτρου.

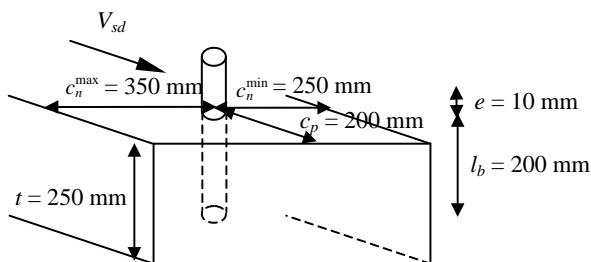
Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν το μηχανισμό βλήτρου είναι η ρηγμάτωση του σκυροδέματος, η ύπαρξη εγκάρσιου σπλισμού, η ανακύκλιση της φόρτισης, η γωνία κλίσης του βλήτρου ως προς τη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου και η θέση του βλήτρου σε σχέση με τη διεύθυνση σκυροδέτησης. Γενικά η ρηγμάτωση του σκυροδέματος, η ανακύκλιση της φόρτισης και η τοποθέτηση των βλήτρων υπό γωνία μειώνουν τη διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας λόγω δράσης βλήτρου, ενώ η ύπαρξη εγκάρσιου σπλισμού την αυξάνει. Παρόλ' αυτά, επειδή η επίδραση των παραμέτρων αυτών είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθεί, η συνεισφορά τους αγνοείται στον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής λόγω δράσης βλήτρου.

### 5.3.2 Παράδειγμα Υπολογισμού Τέμνουσας Σχεδιασμού Βλήτρου

Προκειμένου να κατανοήσουμε την εφαρμογή των παραπάνω σχέσεων για το σχεδιασμό ενός βλήτρου, θεωρούμε βλήτρο με διάμετρο  $d_b = 16$  mm, το οποίο αγκυρώνεται σε στοιχείο σκυροδέματος πάχους  $t = 250$  mm. Η ποιότητα του χάλυβα του βλήτρου είναι S400 και του σκυροδέματος βάσης C16/20. Το βλήτρο έχει μήκος αγκύρωσης  $l_b = 200$  mm. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.8, το διατμητικό φορτίο  $V_{sd}$  ασκείται σε απόσταση  $e = 10$  mm από τη διεπιφάνεια. Η επικάλυψη σκυροδέματος στη διεύθυνση της διατμητικής φόρτισης είναι  $c_p = 200$  mm, ενώ οι πλευρικές επικαλύψεις σε διεύθυνση κάθετη σε αυτή του φορτίου είναι  $c_n^{\max} = 350$  mm και  $c_n^{\min} = 250$  mm. Στους υπολογισμούς θα ληφθεί υπόψη και η εφαρμογή σεισμικής δράσης.

- *Αστοχία τύπου Α'*: Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας  $V_{ud}^A$  που μπορεί να μεταφερθεί από το βλήτρο δίνεται από τη σχέση (5.1):

$$V_{ud}^A = \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{2.01 \times (40/1.15)}{\sqrt{3}} = 40.36 \text{ kN}$$



Σχήμα 5.8.: Διαστάσεις βλήτρου παραδείγματος.

- *Αστοχία τύπου Β'*: Η οριακή τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού  $V_{ud}^B$  δίνεται από τη σχέση (5.2) αφού πρώτα υπολογιστεί η τιμή του  $\varepsilon$  σύμφωνα με την εξίσωση (5.3). Λόγω σεισμικής δράσης  $\gamma_m = 1.0$ . Άρα:

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{d_b} \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}} = 3 \times \frac{10}{16} \times \sqrt{\frac{16/1.5}{400/1.15}} = 0.33$$

$$V_{ud}^B = \gamma_m d_b^2 [\sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon] \sqrt{f_{cd} f_{yd}} =$$

$$= 1.0 \times 1.6^2 \times [\sqrt{1 + (1.3 \times 0.33)^2} - 1.3 \times 0.33] \sqrt{\frac{1.6}{1.5} \times \frac{40}{1.15}} =$$

$$= 10.30 \text{ kN}$$

- *Αστοχία τύπου Γ'*: Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας  $V_{ud}^C$  υπολογίζεται από τη σχέση (5.5) αφού προσδιοριστούν οι συντελεστές  $\alpha_1$  και  $\alpha_2$  από τις σχέσεις (5.6) και (5.7), αντίστοιχα:

$$\alpha_1 = (t/1.4 c_p)^{2/3} = [250/(1.4 \times 200)]^{2/3} = 0.927 < 1.0$$

$$\alpha_2 = \max[0.3 + 0.7 c_n^{\min}/1.5 c_p, (c_n^{\max} + c_n^{\min})/3.5 c_p] =$$

$$= \max[(0.3 + 0.7 \times 250)/(1.5 \times 200), (350 + 250)/(3.5 \times 200)] =$$

$$= 0.857 < 1.0$$

$$V_{ud}^C = k_1 \alpha_1 \alpha_2 \sqrt{d_b f_{cd}} (l_b/d_b)^{1/5} c_p^{3/2} =$$

$$= 0.28 \times 0.927 \times 0.857 \times \sqrt{16 \times \frac{16}{1.5}} \times (200/16)^{1/5} \times 200^{3/2} =$$

$$= 13627 \text{ N} = 13.63 \text{ kN}$$

Η οριακή τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού  $V_{ud}$  του βλήτρου είναι:

$$V_{ud} = \min(V_{ud}^A, V_{ud}^B, V_{ud}^C) =$$

$$= \min(40.36 \text{ kN}, 10.30 \text{ kN}, 13.63 \text{ kN}) = 10.30 \text{ kN}$$

Επομένως, το βλήτρο αναμένεται να αστοχήσει λόγω τοπικής αστοχίας του σκυροδέματος που το περιβάλλει με ταυτόχρονο σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο (*αστοχία τύπου Β*). Πρέπει να σημειωθεί ότι, όπως προαναφέρθηκε, ο συγκεκριμένο τύπος αστοχίας που χαρακτηρίζεται από ελαστοπλαστική συμπεριφορά του βλήτρου και μεγάλες τιμές σχετικής ολίσθησης είναι επιθυμητός οπότε ο σχεδιασμός του βλήτρου κρίνεται επαρκής.

### 5.3.3 Δράση Αγκυρίου

#### 5.3.3.1 Μηχανικά Αγκύρια

**(α) Εφελκυστικό Φορτίο.** Όταν ένα μηχανικό αγκύριο υποβάλλεται σε εφελκυστικό φορτίο, τρεις είναι οι πιθανοί τύποι αστοχίας του:

1. *Αστοχία τύπου Α*: Διαρροή του χάλυβα του αγκυρίου λόγω υπέρβασης της χαρακτηριστικής του αντοχής (Σχήμα 5.9α). Ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας συμβαίνει όταν το αγκύριο έχει

επαρκές μήκος αγκύρωσης, βρίσκεται σε ικανή απόσταση από τα όρια του στοιχείου στο οποίο αγκυρώνεται και είναι αγκυρωμένο σε σκυρόδεμα υψηλής αντοχής, ώστε να αποφευχθεί ο ερπυσμός. Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης  $N_{Rd,s}$  που μπορεί να παραλάβει ένα αγκύριο δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$N_{Rd,s} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} \quad (5.10)$$

όπου  $A_s$  είναι το εμβαδόν της διατομής του αγκυρίου,  $f_{yk}$  η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα και  $\gamma_s$  ένας επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για το χάλυβα που στην περίπτωση των αγκυρίων λαμβάνεται ίσος με 1.20. Για αγκύρια μεταβλητής διατομής, ως  $A_s$  θεωρούμε το ελάχιστο εμβαδό της διατομής.

2. *Αστοχία τύπου Β'*: Αποχωρισμός κώνου σκυροδέματος του οποίου η κορυφή βρίσκεται στο άκρο του αγκυρίου (Σχήμα 5.9β) ή διάρρηξη του σκυροδέματος (Σχήμα 5.9γ). Για τον υπολογισμό της τιμής σχεδιασμού του εφελκυστικού φορτίου αστοχίας  $N_{Rd,c}$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη σχέση:

$$N_{Rd,c} = \frac{k_2 \sqrt{f_{ck}} l_{b,ef}^{3/2} \psi_{ucr,N}}{\gamma_c} a_x a_y \quad [N] \quad (5.11)$$

όπου  $f_{ck}$  είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε MPa και  $l_{b,ef}$  το ενεργό μήκος αγκύρωσης του αγκυρίου σε mm, το οποίο πρέπει να αναφέρεται στις προδιαγραφές του κατασκευαστή. Ο συντελεστής  $\psi_{ucr,N}$  χρησιμοποιείται για να ληφθεί υπόψη ο βαθμός ρηγμάτωσης του σκυροδέματος στο οποίο είναι τοποθετημένο το αγκύριο.

➤  $\psi_{ucr,N} = 1.0$  για αγκύρια σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα.

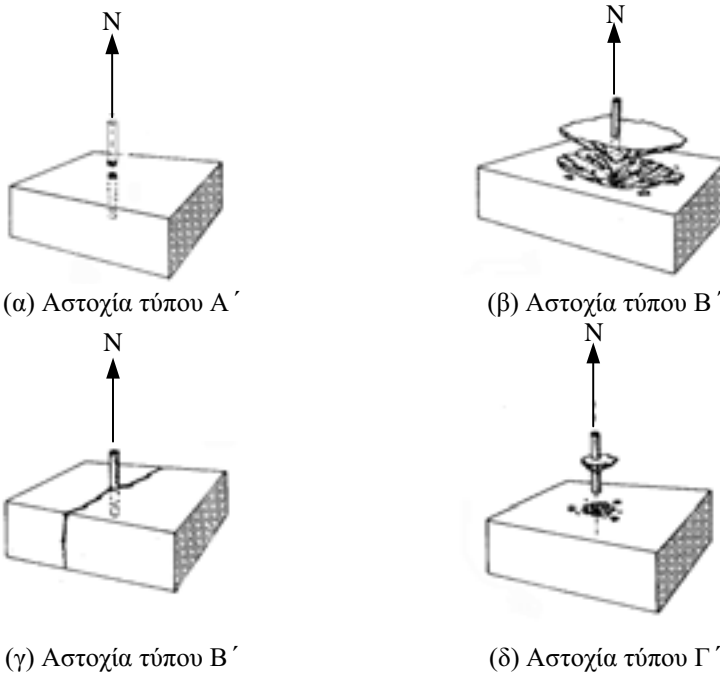
➤  $\psi_{ucr,N} = 1.4$  για αγκύρια σε αρηγμάτωτο σκυρόδεμα.

Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα  $\gamma_c$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\gamma_c = \gamma_1 \gamma_2 \quad (5.12)$$

όπου  $\gamma_1 = 1.80$  είναι ο συντελεστής ασφαλείας για σκυρόδεμα σε εφελκυσμό και  $\gamma_2$  είναι συντελεστής που εξαρτάται από την ποιότητα της εγκατάστασης του αγκυρίου στο σκυρόδεμα και παίρνει τις τιμές 1.0, 1.2 και 1.4 για υψηλή, συνήθη και χαμηλή

αλλά αποδεκτή στάθμη ποιότητας, αντίστοιχα. Ο συντελεστής  $k_2$  παίρνει την τιμή 7.5 και έχει μονάδες  $\text{N}^{1/2} / \text{mm}^{1/2}$ .



Σχήμα 5.9.: Τύποι αστοχίας λόγω δράσης αγκυρίου.

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί εκδήλωση αστοχίας με αποχωρισμό κώνου σκυροδέματος πρέπει το αγκύριο να βρίσκεται σε ικανή απόσταση από τις παρειές της διατομής στην οποία τοποθετείται και να είναι επαρκές το πάχος του στοιχείου σκυροδέματος πέρα από το βαθύτερο σημείο εισχώρησης του αγκυρίου. Οι συντελεστές  $\alpha_x$  και  $\alpha_y$  χρησιμοποιούνται για να εκφράσουν την πιθανότητα να εκδηλωθεί η αστοχία είτε με πλευρική απόσχιση του σκυροδέματος είτε με διάρρηξη (Σχήμα 5.9γ) στις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις  $x$  και  $y$ , αντίστοιχα. Δίνονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\alpha_x = 0.3 + \frac{0.7 c_x}{1.5 l_b} \leq 1.0 \quad (5.13)$$

$$\alpha_y = 0.3 + \frac{0.7 c_y}{1.5 l_b} \leq 1.0 \quad (5.14)$$

όπου  $c_x$  και  $c_y$  είναι η πλευρική επικάλυψη σκυροδέματος στη διεύθυνση  $x$  και  $y$ , αντίστοιχα, ενώ  $l_b$  είναι το μήκος αγκύρωσης του αγκυρίου. Όπως φαίνεται από τις παραπάνω σχέσεις, όταν οι επικαλύψεις  $c_x$  και  $c_y$  είναι μεγαλύτερες από ένα κρίσιμο μέγεθος  $c_{cr} = 1.5 l_b$ , οι αντίστοιχες τιμές των συντελεστών  $\alpha_x$  και  $\alpha_y$  είναι 1.0, οπότε θεωρητικά δεν υπάρχει πιθανότητα εκδήλωσης αστοχίας με πλευρική απόσχιση ή διάρρηξη. Στην πράξη, για να αποφευχθούν οι παραπάνω τύποι αστοχίας τόσο κατά την τοποθέτηση όσο και κατά τη φόρτιση του αγκυρίου πρέπει να τηρούνται οι ελάχιστες απαιτήσεις που περιλαμβάνονται στις προδιαγραφές του κατασκευαστή.

Εάν τοποθετηθούν  $n_x$  αγκύρια σε  $n_y$  σειρές σε ίσες μεταξύ τους αποστάσεις  $s_x < 3 l_b$  στη διεύθυνση  $x$  και  $s_y < 3 l_b$  στη διεύθυνση  $y$ , η τιμή σχεδιασμού του συνολικού εφελκυστικού φορτίου που μπορούν να παραλάβουν τα αγκύρια για αστοχία τύπου Β' δίνεται από τη σχέση:

$$N_{Rd,c}^{n_x n_y} = 0.45 \left[ 1 + \frac{(n_x - 1)s_x}{3 l_b} \right] \left[ 1 + \frac{(n_y - 1)s_y}{3 l_b} \right] N_{Rd,c} \quad (5.15)$$

με την προϋπόθεση ότι  $N_{Rd,c}^{n_x n_y} \leq n_x n_y N_{Rd,c}$ .

3. *Αστοχία τύπου Γ'*: Εξόλκευση του αγκυρίου λόγω υπέρβασης της αντοχής συνάφειας μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος (Σχήμα 5.9δ). Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Rd,b}$  για την οποία προκαλείται αρχικά ολίσθηση και τελικά εξόλκευση του αγκυρίου προκύπτει από τη σχέση:

$$N_{Rd,b} = \frac{N_k}{\gamma_c} \quad (5.16)$$

όπου  $N_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της εφελκυστικής δύναμης που προκαλεί εξόλκευση του αγκυρίου, η οποία λαμβάνεται από τις προδιαγραφές του κατασκευαστή, και  $\gamma_c$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας, που δίνεται από τη σχέση (5.12).

Κατ' αντιστοιχία με τα βλήτρα, προκειμένου να εκτιμηθεί η εφελκυστική αντοχή του αγκυρίου, λαμβάνεται η μικρότερη από τις τιμές που αντιστοιχούν στους πιθανούς τύπους αστοχίας Α', Β' και Γ', αντίστοιχα.

**(β) Διατμητικό Φορτίο.** Όταν ένα αγκύριο καταπονείται σε διάτμηση είναι πιθανό να εκδηλωθούν οι ακόλουθοι τύποι αστοχίας:

1. *Αστοχία τύπου A'*: Αστοχία του αγκυρίου λόγω υπέρβασης της τιμής σχεδιασμού της αντοχής σε διάτμηση  $V_{Rd,s}$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{so} f_{yk}}{\gamma_s \sqrt{3}} \quad (5.17)$$

όπου  $A_{so}$  είναι το εμβαδόν της διατεμνόμενης διατομής του αγκυρίου και  $f_{yk}$  η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα. Στην περίπτωση αγκυρίων καταπονούμενων σε διάτμηση, ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για το χάλυβα  $\gamma_s$  παίρνει τις ακόλουθες τιμές:

- >  $\gamma_s = 1.20$  για  $f_{yk} \leq 800$  MPa και  $f_{yk} / f_{uk} \leq 0.80$ .
- >  $\gamma_s = 1.50$  για  $f_{yk} > 800$  MPa και  $f_{yk} / f_{uk} > 0.80$ .

όπου  $f_{uk}$  είναι η χαρακτηριστική τάση αστοχίας του χάλυβα.

2. *Αστοχία τύπου B'*: Αστοχία λόγω απόσχισης του σκυροδέματος που περιβάλλει το αγκύριο. Στην περίπτωση που τόσο το πάχος του στοιχείου στο οποίο έχει τοποθετηθεί το αγκύριο όσο και η επικάλυψη κάθετα στη διεύθυνση της τέμνουσας είναι επαρκή, και επιπλέον η διατμητική δύναμη ασκείται κάθετα στην παρειά του στοιχείου σκυροδέματος, η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας  $V_{Rd,c}$  που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο υπολογίζεται από τη σχέση

$$V_{Rd,c} = \frac{k_3 c_1^{3/2} \sqrt{f_{ck} d_{nom}} \psi_{ucr,v}}{\gamma_c} (l_f / d_{nom})^{0.2} \quad [\text{N}] \quad (5.18)$$

όπου  $f_{ck}$  είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε MPa,  $d_{nom}$  η εξωτερική διάμετρος του αγκυρίου σε mm,  $l_f$  το ενεργό μήκος του αγκυρίου σε διάτμηση σε mm (συνήθως λαμβάνεται ίσο με  $8 d_{nom}$ ) και  $c_1$  η επικάλυψη του σκυροδέματος παράλληλα προς τη διεύθυνση επιβολής της τέμνουσας σε mm. Ο συντελεστής  $k_3$  είναι ίσος με 0.5 και έχει μονάδες  $\text{N}^{1/2} / \text{mm}$ . Επίσης, ο συντελεστής  $\psi_{ucr,v}$  αποτελεί μέτρο του βαθμού ρηγμάτωσης του σκυροδέματος. Για αγκύριο τοποθετημένο σε ρηγματωμένο σκυροδέμα χωρίς εγκάρσιο οπλισμό είναι  $\psi_{ucr,v} = 1.0$ . Τέλος ο συντελεστής ασφαλείας για το σκυροδέμα  $\gamma_c$  υπολογίζεται από τη σχέση (5.12).



3. *Αστοχία τύπου Γ'*: Ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας εκδηλώνεται λόγω ανεπαρκούς μήκους αγκύρωσης με εκτίναξη πλευρικού κώνου σκυροδέματος προς την αντίθετη της φοράς της φόρτισης πλευρά του στοιχείου. Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης διατμητικής δύναμης  $V_{Rd,cp}$  που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$V_{Rd,cp} = k_4 N_{Rd,c} \quad [N] \quad (5.19)$$

όπου η  $N_{Rd,c}$  δίνεται από τη σχέση (5.11) και ο συντελεστής  $k_4$  παίρνει τις ακόλουθες τιμές:

- $k_4 = 1.0$  για  $l_{b,ef} < 60$  mm.
- $k_4 = 2.0$  για  $l_{b,ef} \geq 60$  mm.

Η διατμητική αντοχή ενός μηχανικού αγκυρίου είναι η μικρότερη από τις  $V_{Rd,s}$ ,  $V_{Rd,c}$  και  $V_{Rd,cp}$ . Σε περίπτωση ανακυκλιζόμενης διατμητικής δράσης σε μηχανικά αγκύρια, παρατηρείται μείωση της αντοχής τους και για τους τρεις τύπους αστοχίας Α', Β' και Γ'. Ειδικά για την περίπτωση των αστοχιών τύπου Α' και Β', για τις οποίες διατίθεται πληθώρα πειραματικών αποτελεσμάτων, προτείνεται να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι μειωτικοί συντελεστές:

- Αγκύρια διογκούμενης κεφαλής:  $\lambda = 0.80$ .
- Διογκούμενα αγκύρια:  $\lambda = 0.70$ .

### 5.3.3.2 Αλληλεπίδραση Εφελκυσμού και Διάτμησης σε Μηχανικά Αγκύρια

Όταν ένα μηχανικό αγκύριο υποβάλλεται σε ταυτόχρονη δράση εφελκυσμού  $N_{Sd}$  και τέμνουσας  $V_{Sd}$ , θα πρέπει να ισχύει η ακόλουθη σχέση αλληλεπίδρασης:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd,M}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,M}} \leq 1.20 \quad (5.20)$$

όπου  $N_{Rd,M} = \max \{N_{Rd,s}, N_{Rd,c}, N_{Rd,b}\}$  και  $V_{Rd,M} = \max \{V_{Rd,s}, V_{Rd,c}, V_{Rd,cp}\}$ . Η σχέση (5.20) ισχύει με την προϋπόθεση ότι  $N_{Sd} \leq N_{Rd,M}$  και  $V_{Sd} \leq V_{Rd,M}$ .

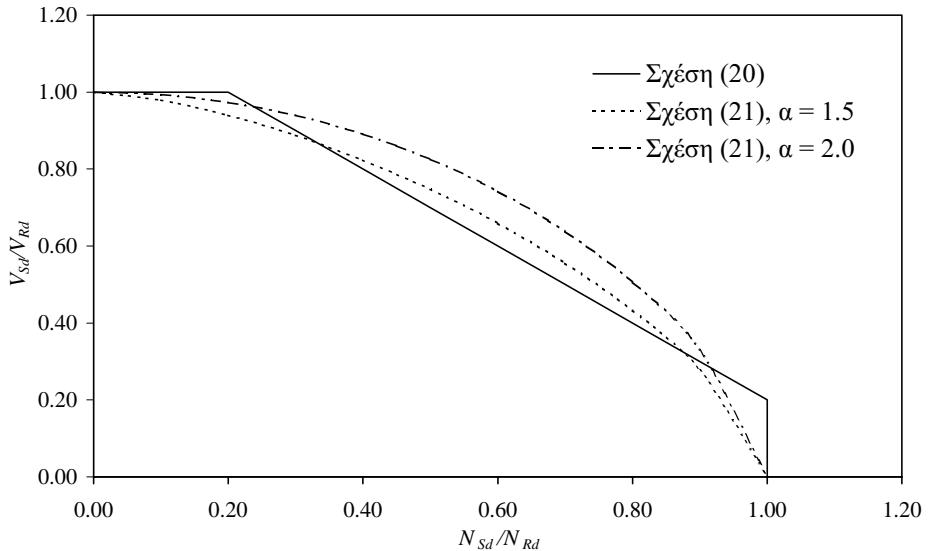
Αντί για τη σχέση (5.20) μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη σχέση:

$$\left( N_{Sd} / N_{Rd,m} \right)^a + \left( V_{Sd} / V_{Rd,m} \right)^a \leq 1.00 \quad (5.21)$$

όπου  $N_{Rd,m} = \min \{N_{Rd,s}, N_{Rd,c}, N_{Rd,b}\}$  και  $V_{Rd,m} = \min \{V_{Rd,s}, V_{Rd,c}, V_{Rd,cp}\}$ . Επίσης:

- $\alpha = 2.0$  για αστοχία τύπου Α' ( $N_{Rd,m} = N_{Rd,s}$  και  $V_{Rd,m} = V_{Rd,s}$ ).
- $\alpha = 1.5$  για αστοχία τύπου Β' και Γ' ( $N_{Rd,m} = N_{Rd,c}$  ή  $N_{Rd,b}$  και  $V_{Rd,m} = V_{Rd,c}$  ή  $V_{Rd,cp}$ ).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.10, για το μεγαλύτερο εύρος τιμών των λόγων  $N_{Sd} / N_{Rd}$  και  $V_{Sd} / V_{Rd}$  η σχέση (5.20) είναι αρκετά πιο συντηρητική από τη σχέση (5.21), ιδιαίτερα για  $\alpha = 2.0$ .



Σχήμα 5.10.: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης εφελκυσμού και διάτμησης σε μηχανικά αγκύρια.

### 5.3.3.3 Χημικώς Πακτωμένα Αγκύρια

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται οι απαιτήσεις για το σχεδιασμό αγκυρίων που αποτελούνται από τμήματα ράβδων οπλισμού (συνήθως νευροχάλυβα) ή δομικού χάλυβα. Ο πλέον καθοριστικός παράγοντας για την εκτίμηση της αντοχής ενός χημικώς πακτωμένου αγκυρίου είναι η πλήρης γνώση των ιδιοτήτων της εποξικής ρητίνης ή του κονιάματος που χρησιμοποιείται για την αγκύρωσή του στο στοιχείο σκυροδέματος. Οι ιδιότητες αυτές καθορίζονται στις προδιαγραφές του υλικού και αφορούν κυρίως στη τάση συνάφειας που μπορεί να αναπτυχθεί μεταξύ του υλικού συνδέσεως και του αγκυρίου, στο χρόνο που απαιτείται για την πλήρη ανάπτυξη της τάσης αυτής και στη διάμετρο της οπής για την έμπηξη του αγκυρίου στο σκυρόδεμα.

**(α) Εφελκυστικό Φορτίο.** Οι πιθανοί τύποι αστοχίας ενός χημικώς πακτωμένου αγκυρίου που καταπονείται σε εφελκυσμό είναι οι ακόλουθοι:

1. *Αστοχία τύπου Α*: Διαρροή του χάλυβα του αγκυρίου λόγω υπέρβασης της εφελκυστικής του αντοχής. Αυτός ο τύπος αστοχίας συμβαίνει όταν το αγκύριο έχει επαρκές μήκος αγκύρωσης, το οποίο

εξαρτάται άμεσα από το υλικό που χρησιμοποιείται για τη σύνδεση του αγκυρίου στο στοιχείο σκυροδέματος. Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης  $N_{yd}$  που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$N_{yd} = A_s f_{yd} \quad (5.22)$$

όπου  $A_s$  είναι το εμβαδόν της διατομής του αγκυρίου και  $f_{yd}$  η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του χάλυβα.

2. *Αστοχία τύπου Β'*: Ολίσθηση του αγκυρίου λόγω υπέρβασης της αντοχής συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού. Για τον υπολογισμό της τιμής σχεδιασμού του εφελκυστικού φορτίου αστοχίας  $N_{bd}$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση (5.23)

$$N_{bd} = \frac{f_{bk} \pi l_b d_b}{\gamma_b} \quad (5.23)$$

όπου  $f_{bk}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και υλικού χημικής πάκτωσης με το σκυρόδεμα, όπως προκύπτει από τις προδιαγραφές του υλικού,  $l_b$  το μήκος αγκύρωσης του αγκυρίου,  $d_b$  η διάμετρος του αγκυρίου και  $\gamma_b$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συνάφεια. Ο συντελεστής  $\gamma_b$  μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.50.

Σε περίπτωση που το υλικό σύνδεσης είναι πολυεστερική ρητίνη, τα πιστοποιητικά της οποίας δεν είναι στη διάθεση του μελετητή, η αντοχή συνάφειας μπορεί να ληφθεί ίση με 8 MPa. Αντίστοιχα, για εποξική ρητίνη χωρίς πιστοποιητικά και θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μεγαλύτερη από 20 MPa, η τιμή της  $f_{bk}$  μπορεί να αυξηθεί στα 12 MPa.

Από σύγκριση των σχέσεων (5.22) και (5.23) προκύπτει ότι, ενώ η αντοχή διαρροής του αγκυρίου είναι ανάλογη του εμβαδού της διατομής και κατά συνέπεια του τετραγώνου της διαμέτρου του αγκυρίου, το φορτίο αστοχίας της αντοχής συνάφειας είναι ευθέως ανάλογο της διαμέτρου. Επομένως, επειδή η αστοχία τύπου Α' είναι πλάστιμη και άρα επιθυμητή σε σχέση με την αστοχία τύπου Β', συνιστάται για την ανάληψη του εφελκυστικού φορτίου να χρησιμοποιούνται περισσότερα αγκύρια μικρότερης διαμέτρου.

3. *Αστοχία τύπου Γ'*: Ολίσθηση του αγκυρίου λόγω υπέρβασης της αντοχής συνάφειας μεταξύ συνδετικού υλικού και σκυροδέματος. Επειδή η τάση συνάφειας που αναπτύσσεται μεταξύ σκυροδέματος και συνδετικού υλικού είναι σημαντικά μεγαλύτερη της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, η τιμή σχεδιασμού της δύναμης που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο  $N_{cd}$  είναι συνάρτηση μόνο της αντοχής του σκυροδέματος

$$N_{cd} = \frac{k_5 \pi l_b \sqrt{f_{ck} d_o}}{\gamma_c} \quad [\text{N}] \quad (5.24)$$

όπου  $f_{ck}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος σε MPa,  $l_b$  το μήκος αγκύρωσης του αγκυρίου σε mm,  $d_o$  η διάμετρος της οπής στην οποία τοποθετείται το αγκύριο σε mm και  $\gamma_c$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα, ο οποίος μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.50. Ο συντελεστής  $k_5$  παίρνει την τιμή 4.5 και έχει μονάδες  $\text{N}^{1/2} / \text{mm}^{1/2}$ .

**(β) Διατμητικό Φορτίο.** Για την περίπτωση χημικώς πακτωμένων αγκυρίων που καταπονούνται σε διάτμηση, ο υπολογισμός της διατμητικής τους αντοχής  $V_{Rd}$  γίνεται με βάση τις σχέσεις της §5.3.1, αρκεί να πληρούνται οι κατασκευαστικές απαιτήσεις που αναφέρονται εκεί.

#### 5.3.3.4 Αλληλεπίδραση Εφελκυσμού και Διάτμησης σε Χημικώς Πακτωμένα Αγκύρια

Σε περίπτωση που ένα χημικώς πακτωμένο αγκύριο υποβάλλεται ταυτόχρονα σε εφελκυστικό φορτίο  $N_{Sd}$  και διατμητικό φορτίο  $V_{Sd}$ , πρέπει να ικανοποιείται η σχέση αλληλεπίδρασης (5.21), όπου  $N_{Rd}$  και  $V_{Rd}$  είναι η τιμή σχεδιασμού του εφελκυστικού και του διατμητικού φορτίου, όπως υπολογίζονται σύμφωνα με τις §5.3.3.3 και §5.3.1, αντίστοιχα. Επίσης, ο εκθέτης  $\alpha$  παίρνει τις ακόλουθες τιμές:

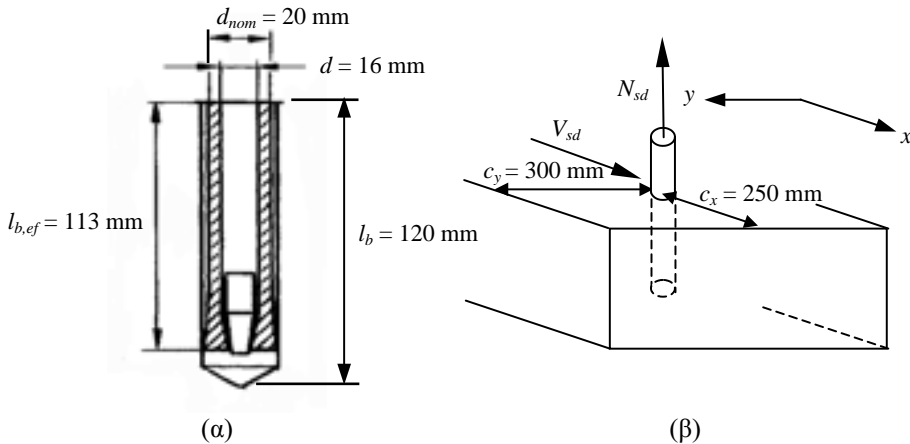
- $\alpha = 2.0$  για αστοχία τύπου Α΄.
- $\alpha = 1.5$  για αστοχία τύπου Β΄ και Γ΄.

#### 5.3.4 Παράδειγμα Υπολογισμού Εφελκυστικής και Διατμητικής Αντοχής Αγκυρίου

Στα παραδείγματα που ακολουθούν: α) θα υπολογιστεί η εφελκυστική και η διατμητική αντοχή τόσο ενός μηχανικού αγκυρίου όσο και ενός χημικώς πακτωμένου αγκυρίου και β) θα εξεταστεί η επάρκειά τους για ταυτόχρονη δράση διατμητικού και εφελκυστικού φορτίου.

**Παράδειγμα Γ΄: Μηχανικό Αγκύριο.** Θεωρούμε το διογκούμενο αγκύριο του Σχήματος 5.11α το οποίο με βάση τις προδιαγραφές του έχει διάμετρο  $d = 16$  mm, εξωτερική διάμετρο  $d_{nom} = 20$  mm, ενεργό μήκος αγκύρωσης  $l_{b,ef} = 113$  mm, ενώ η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα είναι  $f_{yk} = 640$  MPa. Το αγκύριο αγκυρώνεται σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα C20/25 με μήκος αγκύρωσης  $l_b = 120$  mm. Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Rk}$  για την οποία προκαλείται αρχικά ολίσθηση και τελικά εξόλκευση του αγκυρίου είναι 40.95 KN. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 11β, η πλευρική επικάλυψη σκυροδέματος στη διεύθυνση  $x$  και  $y$  είναι  $c_x = 250$  mm και  $c_y = 300$  mm, αντίστοιχα, και το διατμητικό φορτίο ασκείται

στη διεύθυνση  $x$ . Τέλος το εμβαδόν της διατεμνόμενης διατομής του αγκυρίου είναι  $A_{s0} = 1.57 \text{ cm}^2$ .



Σχήμα 5.11.: (α) Διαστάσεις διογκούμενου αγκυρίου παραδείγματος.  
(β) Πλευρικές επικαλύψεις σκυροδέματος του αγκυρίου.

1. Εφελκυστική αντοχή αγκυρίου
  - Αστοχία τύπου Α': Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης  $N_{Rd,s}$  που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο δίνεται από τη σχέση (5.10)

$$N_{Rd,s} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{2.01 \times 64}{1.20} = 107.20 \text{ kN}$$

- Αστοχία τύπου Β': Η τιμή σχεδιασμού του εφελκυστικού φορτίου αστοχίας  $N_{Rd,c}$  δίνεται από τη σχέση (5.11). Για αγκύρια σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα είναι  $\psi_{ucr,N} = 1.0$ . Επίσης, σύμφωνα με τη σχέση (5.12) για συνήθη στάθμη ποιότητας της εγκατάστασης του αγκυρίου, ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα  $\gamma_c$  είναι:  $\gamma_c = \gamma_1 \gamma_2 = 1.80 \times 1.20 = 2.16$ . Επειδή οι επικαλύψεις και στις δύο διευθύνσεις  $c_x = 250 \text{ mm}$  και  $c_y = 300 \text{ mm}$  είναι μεγαλύτερες από  $c_{cr} = 1.5 l_b = 1.5 \times 120 = 180 \text{ mm}$ , οι συντελεστές  $\alpha_x$  και  $\alpha_y$  είναι ίσοι με τη μονάδα. Αντικαθιστώντας στην εξίσωση (5.11) έχουμε

$$\begin{aligned}
 N_{Rd,c} &= \frac{k_2 \sqrt{f_{ck}} l_{b,ef}^{3/2} \psi_{ucr,N}}{\gamma_c} a_x a_y = \\
 &= \frac{7.5 \times \sqrt{20} \times 113^{3/2} \times 1.0}{2.16} \times 1.0 \times 1.0 = \\
 &= 18653 \text{ N} = 18.65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- *Αστοχία τύπου Γ'*: Σύμφωνα με τη σχέση (5.16), η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Rd,b}$  προκύπτει με διαίρεση της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Rk}$  με τον επιμέρους συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_c$ , που δίνεται από τη σχέση (5.12)

$$N_{Rd,b} = N_{Rk} / \gamma_c = 40.95 / 2.16 = 18.96 \text{ kN}$$

Επομένως, η τιμή σχεδιασμού του εφελκυστικού φορτίου αστοχίας  $N_{Rd}$  είναι

$$\begin{aligned}
 N_{Rd} &= \min (N_{Rd,s}, N_{Rd,c}, N_{Rd,b}) = \\
 &= \min (107.20 \text{ kN}, 18.65 \text{ kN}, 18.96 \text{ kN}) = 18.65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

οπότε αναμένεται αστοχία τύπου Β'.

## 2. Διατμητική αντοχή αγκυρίου

- *Αστοχία τύπου Α'*: Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε διάτμηση  $V_{Rd,s}$  δίνεται από τη σχέση (5.17). Επειδή  $f_{yk} = 640 \text{ MPa} \leq 800 \text{ MPa}$  και  $f_{yk} / f_{uk} = 640 / 800 = 0.80 \leq 0.80$  είναι  $\gamma_s = 1.20$ . Άρα:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{so} f_{yk}}{\gamma_s \sqrt{3}} = \frac{1.57 \times 64}{1.20 \times \sqrt{3}} = 48.34 \text{ kN}$$

- *Αστοχία τύπου Β'*: Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας  $V_{Rd,c}$  υπολογίζεται από τη σχέση (5.18). Για αγκύριο τοποθετημένο σε ρηγματωμένο σκυρόδεμα χωρίς εγκάρσιο οπλισμό  $\psi_{ucr,V} = 1.0$ . Λαμβάνοντας  $l_f = 8 d_{nom} = 8 \times 20 = 160 \text{ mm}$  έχουμε

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= \frac{k_3 c_1^{3/2} \sqrt{f_{ck}} d_{nom} \psi_{ucr,V}}{\gamma_c} (l_f / d_{nom})^{0.2} = \\
 &= \frac{0.5 \times 250^{3/2} \times \sqrt{20} \times 20 \times 1.0}{2.16} \times (160/20)^{0.2} = \\
 &= 27738 \text{ N} = 27.74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- *Αστοχία τύπου Γ'*: Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης διατμητικής δύναμης  $V_{Rd,cp}$  που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο δίνεται από τη σχέση (5.19). Είναι  $l_{b,ef} = 113 \text{ mm} \geq 60 \text{ mm}$  οπότε  $k_4 = 2.0$ . Επομένως:

$$V_{Rd,cp} = k_4 N_{Rd,c} = 2.0 \times 18.65 = 37.30 \text{ kN}$$

Κατά συνέπεια η τιμή σχεδιασμού του διατμητικού φορτίου αστοχίας  $V_{Rd}$  είναι

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= \min (V_{Rd,s}, V_{Rd,c}, V_{Rd,cp}) = \\ &= \min (48.34 \text{ kN}, 27.74 \text{ kN}, 37.30 \text{ kN}) = 27.74 \text{ kN} \end{aligned}$$

οπότε αναμένεται αστοχία τύπου Β'.

### 3. Αλληλεπίδραση εφελκυσμού και διάτμησης

Θεωρούμε ότι το διογκούμενο αγκύριο του παραδείγματος υποβάλλεται ταυτόχρονα σε εφελκυστική και διατμητική δράση. Το μέγεθος του εφελκυστικού και του διατμητικού φορτίου είναι  $N_{Sd} = 10 \text{ kN}$  και  $V_{Sd} = 18 \text{ kN}$ , αντίστοιχα.

Σύμφωνα με τη σχέση (5.20) θα πρέπει να ισχύει

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd,M}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,M}} \leq 1.20$$

όπου  $N_{Rd,M} = \max \{N_{Rd,s}, N_{Rd,c}, N_{Rd,b}\} = 107.20 \text{ kN}$  και  $V_{Rd,M} = \max \{V_{Rd,s}, V_{Rd,c}, V_{Rd,cp}\} = 48.34 \text{ kN}$ . Επομένως:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd,M}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,M}} = \frac{10}{107.20} + \frac{18}{48.34} = 0.47 \leq 1.20$$

Επίσης, εφαρμόζοντας τη σχέση (5.21) με  $N_{Rd,m} = \min \{N_{Rd,s}, N_{Rd,c}, N_{Rd,b}\} = 18.65 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd,m} = \min \{V_{Rd,s}, V_{Rd,c}, V_{Rd,cp}\} = 27.74 \text{ kN}$  και  $a = 1.5$  (αστοχία τύπου Β') έχουμε

$$\begin{aligned} (N_{Sd}/N_{Rd,m})^a + (V_{Sd}/V_{Rd,m})^a &= (10/18.65)^{1.5} + (18/27.74)^{1.5} = \\ &= 0.92 \leq 1.00 \end{aligned}$$

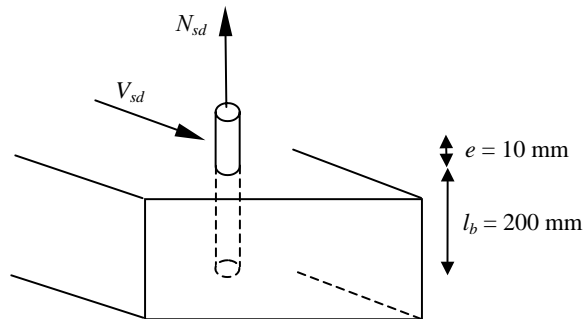
**Παράδειγμα 2°: Χημικώς Πακτωμένο Αγκύριο.** Έστω ότι το βλήτρο του παραδείγματος της §5.3.2 με διάμετρο  $d_b = 16 \text{ mm}$  καταπονείται ταυτόχρονα σε εφελκυσμό και διάτμηση, οπότε δρα και ως αγκύριο (Σχήμα 5.12). Η

διάμετρος της οπής εντός της οποίας αγκυρώνεται ο μεταλλικός σύνδεσμος είναι  $d_o = 20$  mm. Η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής συνάφειας μεταξύ του συνδέσμου και της πολυεστερικής ρητίνης που χρησιμοποιείται ως υλικό σύνδεσης με το σκυρόδεμα είναι  $f_{bk} = 8$  MPa.

1. Εφελκυστική αντοχή αγκυρίου

- *Αστοχία τύπου Α'*: Σύμφωνα με τη σχέση (5.22), η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης  $N_{yd}$  που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο είναι

$$N_{yd} = A_s f_{yd} = 2.01 \times (40/1.15) = 69.91 \text{ kN}$$



Σχήμα 5.12.: Διαστάσεις χημικώς πακτωμένου αγκυρίου παραδείγματος.

- *Αστοχία τύπου Β'*: Η τιμή σχεδιασμού του εφελκυστικού φορτίου αστοχίας  $N_{bd}$  δίνεται από τη σχέση (5.23)

$$N_{bd} = \frac{f_{bk} \pi l_b d_b}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times \pi \times 20 \times 1.6}{1.50} = 53.62 \text{ kN}$$

- *Αστοχία τύπου Γ'*: Η τιμή σχεδιασμού της δύναμης που μπορεί να παραλάβει το αγκύριο  $N_{cd}$  υπολογίζεται από τη σχέση (5.24)

$$N_{cd} = \frac{k_5 \pi l_b \sqrt{f_{ck} d_o}}{\gamma_c} = \frac{4.5 \times \pi \times 200 \times \sqrt{16 \times 20}}{1.50 \times 10^3} = 33.72 \text{ kN}$$

Επομένως, η τιμή σχεδιασμού του εφελκυστικού φορτίου αστοχίας  $N_{Rd}$  είναι

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= \min(N_{yd}, N_{bd}, N_{cd}) = \\ &= \min(69.91 \text{ kN}, 53.62 \text{ kN}, 33.72 \text{ kN}) = 33.72 \text{ kN} \end{aligned}$$



οπότε αναμένεται αστοχία τύπου Γ'.

2. Διατμητική αντοχή αγκυρίου

Η διατμητική αντοχή του αγκυρίου  $V_{Rd}$  υπολογίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής βλήτρου (§5.3.1). Ειδικά η οριακή τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού  $V_{ud}^B$  για αστοχία τύπου Β' πρέπει να ληφθεί μειωμένη λόγω της ταυτόχρονης δράσης εφελκυσμού και διάτμησης, σύμφωνα με τη σχέση (5.4). Έτσι έχουμε

- *Αστοχία τύπου Α'*: Σύμφωνα με το παράδειγμα της §5.3.2, η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας  $V_{ud}^A$  που μπορεί να μεταφερθεί από το αγκύριο είναι

$$V_{ud}^A = 40.36 \text{ kN}$$

- *Αστοχία τύπου Β'*: Στο παράδειγμα της §5.3.2 βρέθηκε ότι λόγω της εκκεντρότητας  $\varepsilon = 0.33$ . Επίσης λαμβάνοντας υπόψη την πιθανότητα σεισμικής δράσης χρησιμοποιείται  $\gamma_m = 1.0$ . Θεωρώντας  $N_{Sd} = 15 \text{ kN}$ , η εφελκυστική τάση που ασκείται στο αγκύριο είναι  $\sigma_s = N_{Sd} / A_s = 15 / 2.01 = 7.46 \text{ kN/cm}^2$  οπότε  $\zeta = \sigma_s / f_{yd} = 7.46 / 40 = 0.187$ . Επομένως, σύμφωνα με τη σχέση (5.4), η οριακή τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού  $V_{ud}^B$  είναι

$$\begin{aligned} V_{ud}^B &= \gamma_m d_b^2 [\sqrt{1 + (1.3\varepsilon)^2} - 1.3\varepsilon] \sqrt{f_{cd} f_{yd} (1 - \zeta^2)} = \\ &= 1.0 \times 1.6^2 \times [\sqrt{1 + (1.3 \times 0.33)^2} - 1.3 \times 0.33] \sqrt{\frac{1.6}{1.5} \times \frac{40}{1.15} \times (1 - 0.187^2)} \\ &= 10.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

- *Αστοχία τύπου Γ'*: Η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας  $V_{ud}^C$  έχει υπολογιστεί στην §5.3.2 και είναι ίση με

$$V_{ud}^C = 13.63 \text{ kN}$$

Επομένως, η τιμή σχεδιασμού του διατμητικού φορτίου αστοχίας  $V_{Rd}$  είναι

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= \min (V_{ud}^A, V_{ud}^B, V_{ud}^C) = \\ &= \min (40.36 \text{ kN}, 10.12 \text{ kN}, 13.63 \text{ kN}) = 10.12 \text{ kN} \end{aligned}$$

οπότε αναμένεται αστοχία τύπου Β'.

### 3. Αλληλεπίδραση εφελκυσμού και διάτμησης

Έστω ότι στο αγκύριο ασκείται συγχρόνως με το εφελκυστικό φορτίο  $N_{Sd} = 15$  kN και διατμητικό φορτίο  $V_{Sd} = 7$  kN. Εφαρμόζοντας τη σχέση (5.21) με  $N_{Rd,m} = 33.72$  kN,  $V_{Rd,m} = 10.12$  kN και  $a = 1.5$  (αστοχία τύπου Β' και Γ') έχουμε:

$$\begin{aligned} (N_{Sd}/N_{Rd,m})^a + (V_{Sd}/V_{Rd,m})^a &= (15/33.72)^{1.5} + (7/10.12)^{1.5} = \\ &= 0.87 \leq 1.00 \end{aligned}$$

## 5.4 Κατασκευαστικές διατάξεις για οπλισμό διεπιφάνειας

Οι κυριότερες κατασκευαστικές διατάξεις που πρέπει να εφαρμόζονται προκειμένου να εξασφαλίζεται η σύνδεση στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος είναι οι ακόλουθες:

(α) Σε όλες τις περιπτώσεις σύνδεσης υπαρχόντων με νέα στοιχεία σκυροδέματος απαιτείται να υπάρχει ένα ελάχιστο ποσοστό οπλισμού  $\rho_\delta$  κατηγορίας S500 που να διαπερνά τη διεπιφάνεια. Το ποσοστό αυτό ορίζεται ως εξής

$$\rho_\delta = \frac{A_{s\delta}}{A_{c\delta}} \quad (5.25)$$

όπου  $A_{s\delta}$  και  $A_{c\delta}$  είναι το εμβαδόν του ελάχιστου οπλισμού και της διεπιφάνειας, αντίστοιχα. Η τήρηση της διάταξης για τον ελάχιστο οπλισμό είναι ιδιαίτερα σημαντική ειδικά για στοιχεία με υψηλές απαιτήσεις αντισεισμικότητας. Το ελάχιστο αυτό ποσοστό μπορεί να υπολογιστεί με βάση τους παρακάτω περιορισμούς:

➤ Για επιφάνειες στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης

$$\rho_\delta \geq 0.12\%$$

➤ Για επιφάνειες στοιχείων με οπλισμό διάτμησης

$$\rho_\delta \geq \max(\rho_{w,min}, 0.12\%)$$

όπου  $\rho_{w,min}$  είναι το ελάχιστο ποσοστό του οπλισμού διάτμησης.

(β) Οι αποστάσεις  $s$  μεταξύ των οπλισμών που διαπερνούν τη διεπιφάνεια πρέπει να ικανοποιούν την ακόλουθη σχέση:

$$s \leq \min (6 h_{min}, 800 \text{ mm})$$

όπου  $h_{min}$  είναι το μικρότερο από τα πάχη των δύο στοιχείων που συνδέονται. Κατά κανόνα πρόκειται για το νέο στοιχείο (μανδύα, έλασμα, κτλ.).

### 5.5 Σχεδιασμός αναρτήρων

Στην περίπτωση της τοποθέτησης μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος σε υποστύλωμα είναι απαραίτητο να εξασφαλιστεί η δυνατότητα μεταφοράς φορτίου από τους παλαιούς στους νέους κατακόρυφους οπλισμούς του μανδύα. Όταν η καθαρή απόσταση μεταξύ των ράβδων του παλαιού και του νέου οπλισμού είναι μεγαλύτερη από 50 mm, ο *EC8-Part 1.4* προτείνει η μεταφορά του κατακόρυφου φορτίου να γίνεται μέσω λοξών ηλεκτροσυγκολλημένων συνδέσμων, οι οποίοι καλούνται αναρτήρες ή παρεμβλήματα. Η χρήση των αναρτήρων κρίνεται απαραίτητη στην περίπτωση ανοικτού μανδύα, μονόπλευρης επέκτασης του υποστυλώματος ή όταν ο μανδύας συνεισφέρει σημαντικά στη μεταφορά του κατακόρυφου φορτίου.

Το κατακόρυφο φορτίο  $T_s$  που μεταφέρει ένας αναρτήρας μπορεί να υπολογισθεί από την παρακάτω σχέση:

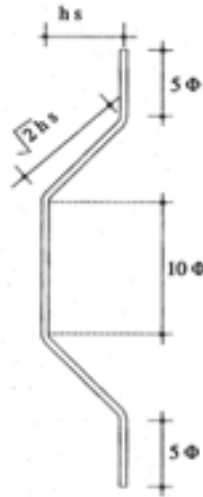
$$T_s = \frac{\Sigma A_s E_s s_{cr}}{h_s \sqrt{2}} \quad (5.26)$$

όπου  $\Sigma A_s$  είναι το συνολικό εμβαδόν των λοξών σκελών του αναρτήρα,  $E_s$  το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα του αναρτήρα,  $s_{cr}$  η κρίσιμη τιμή της ολίσθησης στη διεπιφάνεια που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή της αντίστασης τριβής και  $\sqrt{2} h_s$  το μήκος κάθε λοξού σκέλους του αναρτήρα με κλίση  $45^\circ$  (Σχήμα 5.13). Η τιμή της  $s_{cr}$  μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0.15 mm.

Στις κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος το πλήθος των απαιτούμενων αναρτήρων  $n_a$  μπορεί να εκτιμηθεί με βάση τη φέρουσα ικανότητά τους

$$N_u - N_r = n_a (14 A_s / h_s) \quad (5.27)$$

όπου  $N_u$  είναι το ολικό κατακόρυφο φορτίο που καλείται να παραλάβει το ενισχυμένο με μανδύα υποστύλωμα μετά την αφαίρεση της υποστυλώσεως και την ανακατανομή της έντασης και  $N_r$  το κατακόρυφο φορτίο που εξακολουθεί να φέρει το αρχικό υποστύλωμα. Οι μονάδες για τα μεγέθη στη σχέση (5.27) είναι kN και mm.



Σχήμα 5.13.: Τυπική μορφή αναρτήρων.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2002), Κανονισμός Επεμβάσεων, Προσχέδιο Κειμένου - 0, Αθήνα.
2. Hilti (2002), Fastening Technology Manual, Hilti Corporation, Liechtenstein.
3. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2001), Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις σε Κτίρια, Αθήνα, Απρίλιος.
4. Δρίτσος, Σ. (2000), Ενισχύσεις/Επισκευές Κατασκευών από Ο.Σ.-Σχεδιασμός και Διαστασιολόγηση, Εκδ. Πανεπ. Πατρών, Πάτρα.
5. Comité Eurointernational du Béton (1997), Design of Fastenings in Concrete, Design Guide - Parts 1 to 3, Thomas Telford, London.
6. CEN Tech. Com., 250/SC8 Eurocode 8-Part 1.4 (1996), Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: Strengthening and Repair of Buildings, prENV 1998-1-4, Brussels.
7. Comité Eurointernational du Béton (1994), Fastening to Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report, Thomas Telford, London.

# Κεφάλαιο 6

---

## ΕΝΙΣΧΥΣΗ

### ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ

### ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

---

#### 6.1 Εισαγωγή: Εφαρμογές και γενικά χαρακτηριστικά

Η ραγδαία πρόοδος που έχει σημειωθεί στον τομέα της τεχνολογίας των δομικών υλικών τα τελευταία χρόνια, είχε ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη πληθώρας νέων προϊόντων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε πολλές εφαρμογές της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού, όπου η αποκλειστική χρήση συμβατικών υλικών αποτυγχάνει να παρέχει μία ικανοποιητική λύση. Μεταξύ των προϊόντων αυτών σημαντική θέση κατέχουν τα *σύνθετα υλικά* από *ινοπλισμένα πολυμερή* (fiber reinforced polymer composites), τα οποία αποτελούνται από 'υφάσματα' από *ινώδη οπλισμένα πολυμερή* εμποτισμένα με ειδικές *εποξικές ρητίνες*. Τα 'υφάσματα' αυτά τοποθετούνται στις επιφάνειες των δομικών στοιχείων, αποτελώντας εξωτερικό οπλισμό και μόνιμη ενίσχυσή τους. Λόγω κυρίως της ανθεκτικότητάς τους σε ηλεκτροχημική διάβρωση και του υψηλού λόγου αντοχής προς βάρος, αποτελούν μία πολύ καλή εναλλακτική επιλογή για την επίλυση προβλημάτων που σχετίζονται με την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών.

Κατά τη διάρκεια της τελευταίας δεκαπενταετίας, στο πλαίσιο ερευνητικών προγραμμάτων και δραστηριοτήτων, ερευνητές από διάφορα μέρη του κόσμου έχουν αναπτύξει πολλές εφαρμογές σύνθετων υλικών από *ινοπλισμένα πολυμερή\** για την όπλιση και προένταση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, τη σεισμική ενίσχυση κατασκευών τόσο από οπλισμένο σκυρόδεμα (Σχήμα 6.1) όσο και από άοπλη τοιχοποιία, την ενίσχυση γεφυρών και κτιριακών κατασκευών, κτλ. Οι προσπάθειες των ερευνητών αυτών είχαν ως αποτέλεσμα μία πραγματικά εντυπωσιακή ανάπτυξη της μεθόδου ενίσχυσης κατασκευών με σύνθετα υλικά, με τις πρώτες ευρείας κλίμακας εφαρμογές να αναφέρονται στις αρχές της περασμένης δεκαετίας.

---

\* Για λόγους συντομίας τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή θα αναφέρονται στη συνέχεια του κεφαλαίου απλά και ως σύνθετα υλικά.

Η πρώτη ευρείας κλίμακας εφαρμογή σύνθετων υλικών αφορά στην ενίσχυση δύο χιλιάδων βάρων γεφυρών στην περιοχή Yolo δυτικά του Sacramento, πρωτεύουσας της Καλιφόρνια, στα μέσα της προηγούμενης δεκαετίας. Γρήγορα η χρήση τους επεκτάθηκε στην ενίσχυση πάσης φύσεως τεχνικών έργων τόσο στις ΗΠΑ όσο και σε πολλά άλλα κράτη της Αμερικής, της Ευρώπης και της Ασίας (Σχήμα 6.2). Αποτελεί χαρακτηριστικό γεγονός ότι στην Ιαπωνία, χώρα με ιδιαίτερα υψηλή σεισμική επικινδυνότητα, η χρήση σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή αυξήθηκε την περίοδο 1992-1995 και κυρίως μετά το σεισμό του Hyogoken-Nangu το 1995 κατά 500%. Στην Ελλάδα εφαρμογές πολιτικού μηχανικού αναφέρονται από τις αρχές της δεκαετίας του 1990 (Χαλκίδα).



**Σχήμα 6.1** Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα σύνθετων υλικών σε υπόγειο χώρο στάθμευσης αυτοκινήτων, Δουβλίνο, Ιρλανδία.



**Σχήμα 6.2.:** Ενίσχυση γέφυρας με σύνθετα υλικά στις Αυστριακές Άλπεις.

Οι βασικές αρχές για το σχεδιασμό μανδύων από σύνθετα υλικά είναι αντίστοιχες με τις αρχές σχεδιασμού των μεταλλικών μανδύων. Σε σύγκριση με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων για την ενίσχυση δομικών στοιχείων, η εναλλακτική εφαρμογή ινοπλισμένων πολυμερών παρουσιάζει σημαντικά πλεονεκτήματα, όπως οι εξαιρετικές ιδιότητες βάρους προς αντοχή, η διαθεσιμότητα του υλικού σε σχετικά απεριόριστο μήκος, η συγκριτικά ευκολότερη εγκατάσταση και η ανθεκτικότητα σε διάβρωση. Τα πλεονεκτήματα αυτά καθιστούν τα σύνθετα υλικά μία πολύ ελκυστική εναλλακτική πρόταση.

Γενικά, η εφαρμογή των υλικών αυτών έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση ή ορθότερα την τροποποίηση της καμπτικής, διατμητικής και αξονικής

αντοχής του μέλους στο οποίο εφαρμόζεται. Η εξωτερική ενίσχυση με μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή είναι κατάλληλη για πληθώρα εφαρμογών. Αντιπροσωπευτικές χρήσεις είναι οι ακόλουθες:

- Ενίσχυση της *φέρουσας ικανότητας* της κατασκευής. Ως παράδειγμα αναφέρεται μεταξύ άλλων η ενίσχυση κτιρίων στάθμευσης αυτοκινήτων στο Μόναχο της Γερμανίας και στο Δουβλίνο της Ιρλανδίας, καθώς και βιομηχανικών κτιρίων στην πόλη Zug της Ελβετίας.
- *Παθητική περίσφιξη* για βελτιστοποίηση της *ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων*. Χαρακτηριστικές εφαρμογές αποτελούν η ενίσχυση της γέφυρας Osaky στη Νότια Κορέα και η ενίσχυση της οδογέφυρας Belo Horizonte στο Σάο Πάολο της Βραζιλίας.
- *Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών*. Τα σύνθετα υλικά έχουν χρησιμοποιηθεί και για την επισκευή και ενίσχυση διατηρητέων κτιρίων, μνημείων και ιστορικών και αρχαιολογικών κτισμάτων που έχουν υποστεί ρηγματώσεις και άλλου είδους βλάβες. Ενδεικτικά αναφέρεται η ενίσχυση του τρούλου του ιστορικού καθεδρικού ναού στη British Columbia του Καναδά.

Παρόλες τις υψηλές προσδοκίες που έχουν καλλιεργηθεί, η χρήση σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή έχει μία σχετικά βραχύχρονη ιστορία. Κατά συνέπεια, η απόφαση για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών με ινοπλισμένα πολυμερή πρέπει να λαμβάνεται με ιδιαίτερη προσοχή και αφού συνεξεταστούν όλες οι υπόλοιπες εναλλακτικές επιλογές. Η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών πρέπει γενικά να αποφεύγεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Η κατάσταση της υπόστρωσης πάνω στην οποία θα εφαρμοστούν τα σύνθετα υλικά είναι άγνωστη ή έχει υποστεί σημαντική απομείωση της αντοχής της.
- Υπάρχει σε εξέλιξη σημαντική διάβρωση του σιδηροπλισμού.
- Δεν υπάρχει σιδηροπλισμός που να εξασφαλίζει την πλάστιμη συμπεριφορά του μέλους που πρόκειται να ενισχυθεί.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών σε σχέση με τις παραδοσιακές μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης με χρήση συμβατικών υλικών είναι τα εξής:

- Απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο. Η εκκένωση του χώρου δεν είναι αναγκαία και η όχληση στους χρήστες είναι

ελάχιστη. Η προετοιμασία των προς ενίσχυση στοιχείων είναι μικρή και σύντομη.

- Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι απλή.
- Οι διαστάσεις του ενισχυόμενου δομικού στοιχείου παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες, λόγω του μικρού πάχους του σύνθετου υλικού.
- Η τοποθέτηση των σύνθετων υλικών είναι δυνατή ακόμα και σε περιπτώσεις που υπάρχει περιορισμός του χώρου εργασίας (π.χ. υποστυλώματα σε μεσοτοιχία).
- Το βάρος των σύνθετων υλικό είναι μικρό και για την τοποθέτησή τους δεν απαιτείται βαρύς ή ειδικός εξοπλισμός.
- Τα σύνθετα υλικά μπορούν να επιχριστούν και να χρωματιστούν σύμφωνα με τις αισθητικές απαιτήσεις του έργου.
- Τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά των κατασκευών παραμένουν πρακτικά αμετάβλητα.
- Το κόστος εφαρμογής των σύνθετων υλικών είναι ανάλογο των παραδοσιακών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.

Ως επίλογος αξίζει να αναφερθεί ότι οι μηχανικοί που επιλέγουν τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών για την ενίσχυση μίας κατασκευής βρίσκονται αντιμέτωποι με μία μεγάλη πρόκληση. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι η τεχνολογία τους δεν είναι ευρέως γνωστή στον τεχνικό κόσμο σε σύγκριση με την αντίστοιχη τεχνολογία των συμβατικών υλικών επισκευής και ενίσχυσης, όπως είναι ο χάλυβας και το σκυρόδεμα. Για το λόγο αυτό το παρόν κεφάλαιο είναι σχετικά εκτεταμένο, έτσι ώστε πολλές από τις έννοιες που σχετίζονται με τη χρήση σύνθετων υλικών να αποσαφηνιστούν όσο το δυνατόν πληρέστερα.

## 6.2 Κατηγορίες σύνθετων υλικών

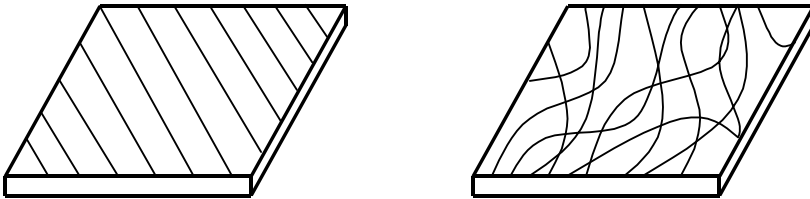
Με την ευρύτερη χρήση του όρου, συνδυασμός δύο ή περισσότερων υλικών συνιστά ένα δομικό στοιχείο από *σύνθετο υλικό*. Τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή στα οποία κυρίως εστιάζεται αυτό το κεφάλαιο, έχουν ως συστατικά τους στοιχεία ίνες υψηλής αντοχής και υψηλού μέτρου ελαστικότητας σε παχύρρευστη σκληρυμένη μήτρα. Σε αυτή τη μορφή, τόσο οι ίνες όσο και η μήτρα διατηρούν τις φυσικές και χημικές τους ιδιότητες ενώ ταυτόχρονα παράγουν ένα συνδυασμό ιδιοτήτων που δεν είναι δυνατόν να επιτευχθεί με κανένα από τα συστατικά στοιχεία όταν δρα μόνο του. Η συγκόλληση των προσανατολισμένων ινών πάνω στο μαλακότερο υλικό της μήτρας έχει ως αποτέλεσμα ένα σύνθετο υλικό ινοπλισμένου πολυμερούς με σαφώς καλύτερες ιδιότητες στη διεύθυνση των ινών. Ανάλογα με το συνδυασμό των υλικών, τα σύνθετα υλικά διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες



- Σύνθετα υλικά ινών (fibrous composites) αποτελούμενα από ίνες εμποτισμένες σε ρητίνη ή μη.
- Σύνθετα υλικά στρωμάτων (laminated composites) αποτελούμενα από επίπεδα διαφόρων υλικών.
- Σύνθετα υλικά σωματιδίων (particulate composites) αποτελούμενα από σωματίδια διαφόρων υλικών σε ένα σώμα.

Βάσει του προσανατολισμού των ινών υπάρχουν δύο γενικές κατηγορίες σύνθετων υλικών ινών

- Προσανατολισμένα (directional), των οποίων οι ίνες είναι συνεχείς και έχουν όλες την ίδια διεύθυνση (Σχήμα 6.3α).
- Μη προσανατολισμένα (random), των οποίων οι ίνες είναι τυχαία τοποθετημένες στο συνδετικό υλικό (Σχήμα 6.3β).



(α) Προσανατολισμένο σύνθετο υλικό. (β) Μη προσανατολισμένο σύνθετο υλικό.

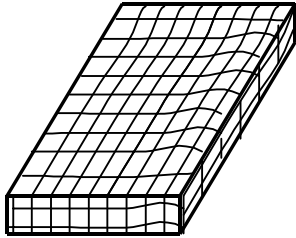
Σχήμα 6.3.: Γενικοί τύποι σύνθετων υλικών ινών.

Οι ίνες των σύνθετων υλικών τοποθετούνται με διάφορους τρόπους ανάλογα με τις ανάγκες της κάθε εφαρμογής. Βάσει του τρόπου τοποθέτησης και του συνδυασμού των ινών στο συνδετικό υλικό, τα σύνθετα υλικά ινών κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

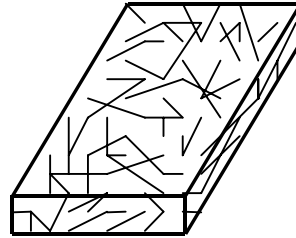
- Πλεκτών ινών (woven fiber), τα οποία αποτελούν συνεχές σώμα χωρίς επιμέρους στρώματα, οπότε και δεν παρουσιάζουν πιθανότητες αποκόλλησης (Σχήμα 6.4α). Η αντοχή τους όμως, είναι μειωμένη εξαιτίας της μεγάλης συγκέντρωσης τάσεων, αλλά και της χρήσης υψηλού ποσοστού ρητίνης.
- Ασυνεχών ινών (chopped fiber), τα οποία έχουν κοντές ίνες διάσπαρτες μέσα στο συνδετικό υλικό (Σχήμα 6.4β). Οι μηχανικές τους αντοχές είναι κατά κανόνα κατώτερες των αντίστοιχων με συνεχείς ίνες.
- Υβριδικά (hybrid), τα οποία αποτελούνται είτε από συνεχείς και ασυνεχείς ίνες (Σχήμα 6.4γ) είτε από περισσότερους του ενός

τύπους ινών (π.χ. ύαλο και γραφίτη). Χρησιμοποιούνται όταν το σύνθετο υλικό ινών μόνο του δεν έχει τις επιθυμητές ιδιότητες.

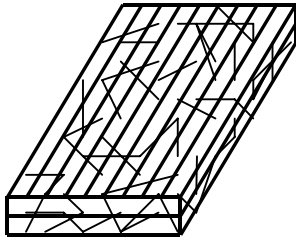
- *Συνεχών ινών* (continuous fiber) όπου στρώματα συνεχών ινών-ρητίνης τοποθετούνται στην επιθυμητή διεύθυνση και συνδέονται αποτελώντας ένα σώμα (Σχήμα 6.4δ). Παρουσιάζουν μεγάλη αντοχή, αλλά αποκόλληση μεταξύ των στρωμάτων είναι πιθανή.



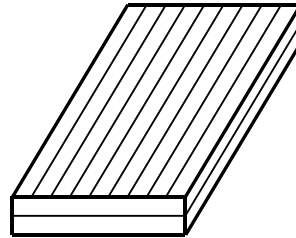
(α) Σύνθετο υλικό πλεκτών ινών.



(β) Σύνθετο υλικό ασυνεχών ινών.



(γ) Υβριδικό σύνθετο υλικό.



(δ) Σύνθετο υλικό συνεχών ινών.

Σχήμα 6.4.: Τύποι σύνθετων υλικών ινών.

Τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή που χρησιμοποιούνται για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών ανήκουν κυρίως στην κατηγορία των προσανατολισμένων σύνθετων υλικών συνεχών ινών (directional continuous fibrous composites). Λόγω του προσανατολισμού των ινών, το σύνθετο υλικό που προκύπτει συμπεριφέρεται ανισοτροπικά, σε αντιστοιχία με τη συμπεριφορά του οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτή η ανισοτροπική συμπεριφορά δίνει στο μελετητή τη δυνατότητα να διευθετήσει κατά τέτοιο τρόπο τις στρώσεις του σύνθετου υλικού έτσι ώστε να ενισχύσει το μέλος στη διεύθυνση που αναπτύσσονται οι υψηλότερες τάσεις.

### 6.3 Ιδιότητες σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή

Όπως προαναφέρθηκε, οι τυπικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών περιλαμβάνουν το χαμηλό ειδικό βάρος, τον υψηλό λόγο αντοχής προς βάρος και τον υψηλό λόγο μέτρου ελαστικότητας προς βάρος. Επίσης τα

περισσότερα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή είναι εξαιρετικά ανθεκτικά σε ηλεκτροχημική διάβρωση.

Ένα άλλο χαρακτηριστικό των σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή είναι η σχεδόν γραμμική καμπύλη έντασης – παραμόρφωσης έως την αστοχία τους. Παρόλο που τα υλικά που συνθέτουν τις μήτρες επιδέχονται πλαστική παραμόρφωση, οι ίνες γενικά συμπεριφέρονται μόνο ελαστικά. Καθώς όμως η συμπεριφορά του σύνθετου υλικού καθορίζεται κυρίως από τη συμπεριφορά των ινών, οι οποίες αποτελούν και τον κύριο φορέα μεταφοράς του φορτίου, πολύ σπάνια τα ινοπλισμένα πολυμερή που χρησιμοποιούνται για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών παρουσιάζουν πλαστική παραμόρφωση ή έστω διαρροή. Αντίθετα η θραύση είναι η τυπική μορφή αστοχίας ενός σύνθετου υλικού που καταπονείται από οριακή τιμή τάσης.

### 6.3.1 Υλικά Ινών

Οι τρεις συνηθέστεροι τύποι ινών που χρησιμοποιούνται σε σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών είναι τα υαλονήματα, τα ανθρακονήματα και οι ίνες πολυαραμιδής.

(α) *Ινες Υάλου.* Τα υαλονήματα εμφανίστηκαν για πρώτη φορά στο εμπόριο το 1939. Παράγονται με μηχανικό τρόπο από ύαλο που τήκεται. Το κύριο χαρακτηριστικό του υάλου είναι ότι δεν παρουσιάζει ούτε πλήρως κρυσταλλική δομή αλλά ούτε και ιδιότητες ρευστού. Ανάλογα με το είδος της εφαρμογής για το οποίο αναπτύχθηκαν, υπάρχουν έξι διαφορετικοί τύποι υαλονημάτων. Από αυτούς, οι δύο τύποι που χρησιμοποιούνται για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών είναι ο ύαλος-E και ο ύαλος-S. Αν και, όπως φαίνεται στον Πίνακα 6.1, ο ύαλος-S έχει μεγαλύτερη εφελκυστική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας από τον ύαλο-E, λόγω του υψηλού του κόστους έχει περιορισμένη εφαρμογή σε σχέση με το δεύτερο.

Πίνακας 6.1.: Ιδιότητες υάλου-E και υάλου-S

Είδος υαλονήματος	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Επιμήκυνση θραύσης (%)	Πυκνότητα (gr/cm <sup>3</sup> )
ύαλος-E	2000 – 3000	70 – 75	3.0 – 4.5	2.54
ύαλος-S	3500 – 4800	85 – 90	4.5 – 5.5	2.48

Οι ίνες υάλου, αν και είναι ανθεκτικές στους περισσότερους διαλύτες, αντιδρούν με ορισμένες αλκαλικές ενώσεις και ισχυρά οξέα. Ο ύαλος παρέχει εξαιρετική θερμική και ηλεκτρική μόνωση. Τα φύλλα υάλου έχουν μικρότερη αντοχή σε κόπωση από τα φύλλα άνθρακα ή πολυαραμιδής, αλλά μεγαλύτερη από τα περισσότερα μέταλλα. Όπως και ο άνθρακας, ο ύαλος

δεν παρουσιάζει ερπυστικές παραμορφώσεις, είναι όμως ευπαθής σε διάβρωση. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι παραπάνω ιδιότητες επηρεάζονται σημαντικά από τις περιβαλλοντικές συνθήκες καθώς και τη μήτρα που επιλέγεται για την παραγωγή του σύνθετου υλικού.

**(β) Ίνες Άνθρακα.** Οι ίνες άνθρακα διατίθενται στο εμπόριο από τα τέλη της δεκαετίας του 1950. Ο άνθρακας παράγεται από πολυακρυλονιτρίλιο, πίσσα (υποπροϊόν της διύλισης του πετρελαίου) ή ρεγιόν με πυρόλυση σε πολύ υψηλή θερμοκρασία (συχνά έως 3000°C). Μέσω της πυρόλυσης απομακρύνονται από το πολυμερές του άνθρακα διάφορες ενώσεις κυανίου και άτομα υδρογόνου. Τα κρυσταλλικά φύλλα άνθρακα που σχηματίζονται εντείνονται έτσι ώστε να προσανατολιστούν παράλληλα προς τον άξονα της ίνας. Με τον τρόπο αυτό οι κρύσταλλοι στερεοποιούνται σε μία βέλτιστη διάταξη. Θεωρητικά, οι ίνες άνθρακα είναι δυνατό να αποκτήσουν μηχανικές ιδιότητες που προσεγγίζουν τα 100 GPa εφελκυστικής αντοχής και 1000 GPa μέτρου ελαστικότητας. Πάντως, οι τιμές αυτές κατά κανόνα δεν αναπτύσσονται πλήρως λόγω ατελειών που παρουσιάζονται στην κρυσταλλική δομή.

Οι ίνες άνθρακα που διατίθενται στο εμπόριο έχουν εφελκυστική αντοχή που κυμαίνεται από 2100 MPa έως 6800 MPa με συνήθη για τις εφαρμογές τιμή της τάξης των 3500 MPa και μέτρο ελαστικότητας από 215 GPa έως 700 GPa. Η επιμήκυνση θραύσης κυμαίνεται από 0.2 έως 2.5%, ανάλογα με το είδος του νήματος και τη μέθοδο κατασκευής.

Οι ίνες άνθρακα είναι χημικά αδρανείς στους περισσότερους διαλύτες, είτε αυτή είναι όξινοι είτε βασικοί, και επιπλέον έχουν μεγάλη αντοχή στις υψηλές θερμοκρασίες. Τα φύλλα από ανθρακονήματα και εποξική ρητίνη είναι ανθεκτικά σε κόπωση, ερπυσμό και διάβρωση. Λόγω της δράσης του ως ευγενές μέταλλο, ο άνθρακας έχει υψηλή αγωγιμότητα και μπορεί να προκαλέσει γαλβανική διάβρωση των μετάλλων που έρχονται σε επαφή μαζί του. Για το λόγο αυτό πρέπει να αποφεύγεται η απευθείας επαφή του χάλυβα ή του αλουμινίου με τις ίνες άνθρακα. Αξίζει να σημειωθεί ότι το κόστος των ανθρακονημάτων, παρότι παραμένει αρκετά υψηλό σε σχέση με τα άλλα είδη ινών, ωστόσο έχει μειωθεί σημαντικά τα τελευταία χρόνια.

**(γ) Ίνες Πολυαραμίδης.** Η εμπορική ονομασία των πρώτων ινών πολυαραμίδης που κυκλοφόρησαν στην αγορά στις αρχές της δεκαετίας του 1970 είναι Kevlar. Η χρήση των σύνθετων υλικών από ίνες πολυαραμίδης σε δομικά έργα είναι περιορισμένη σε σχέση με τα υαλονήματα και τα ανθρακονήματα. Κύρια εφαρμογή τους αποτελεί η θωράκιση κατασκευών από κρουστικά φορτία.

Λόγω της χημικής δομής του πολυμερούς από το οποίο παράγονται, οι ίνες πολυαραμίδης έχουν μεγάλο μέτρο ελαστικότητας και υψηλή πυκνότητα. Παρόλο που ορισμένες από τις ίνες της κατηγορίας αυτής

παρουσιάζουν εφελκυστική αντοχή από 3500 έως 4100 MPa και μέτρο ελαστικότητας της τάξης των 175 GPa, που σε εξαιρετικές περιπτώσεις μπορεί να φτάσει έως τα 210 GPa, η συνήθης τιμή της εφελκυστικής αντοχής είναι 3800 MPa, ενώ το μέτρο ελαστικότητας κυμαίνεται από 70 έως 130 GPa. Η επιμήκυνση θραύσης είναι μεταξύ 2.5 και 5.0%. Επιπλέον έχουν μεγάλη αντοχή σε κόπωση και τριβή και είναι ανθεκτικές στους διαλύτες, με εξαίρεση τα ισχυρά οξέα και τις βάσεις. Επειδή είναι υδρόφιλες, παρουσιάζουν μερική απώλεια αντοχής σε θερμό περιβάλλον με υψηλό ποσοστό υγρασίας. Η θλιπτική τους αντοχή είναι σημαντικά μικρότερη από την αντίστοιχη εφελκυστική (περίπου το 20%), ενώ ακόμα, υπό δεδομένη τάση, παρουσιάζουν ερπυστικές παραμορφώσεις.

Εκτός από τις παραπάνω τρεις κύριες κατηγορίες, άλλοι τύποι ινών που χρησιμοποιούνται σε ορισμένες εφαρμογές πολιτικού μηχανικού είναι οι ακόλουθες:

- *Ινες γραφίτη:* παράγονται όπως και οι ίνες άνθρακα με πυρόλυση. Οι ίνες γραφίτη περιέχουν κατά τουλάχιστον 99% άνθρακα, ενώ το ποσοστό άνθρακα των ανθρακονημάτων είναι λιγότερο από 95%.
- *Ινες βορίου:* έχουν τη μεγαλύτερη διάμετρο (0.05-0.2 mm) σε σχέση με τις άλλες ίνες. Η αντοχή και η ακαμψία τους είναι μεγαλύτερες από αυτές των ινών γραφίτη.
- *Ινες από καρβίδιο του πυριτίου:* έχουν υψηλή αντοχή σε οξειδωση και ανθεκτικότητα στις υψηλές θερμοκρασίες.

### 6.3.2 Μήτρες Σύνθετων Υλικών

Ρητίνες χρησιμοποιούνται συνήθως ως μήτρες για την παραγωγή σύνθετων υλικών ινών. Η ρητίνη αποτελεί τη συνδετική ύλη μεταξύ των ινών και, ταυτόχρονα, συνεισφέρει στην ανθεκτικότητα και στην ηλεκτρική μόνωση του σύνθετου υλικού. Προκειμένου να αναπτυχθεί ισχυρή μηχανική και χημική σύνδεση μεταξύ ινών και ρητίνης, είναι απαραίτητη η ύπαρξη συνάφειας μεταξύ τους. Επιπλέον πρέπει να υπάρχει χημική συμβατότητα έτσι ώστε να μη λάβουν χώρα ανεπιθύμητες αντιδράσεις κατά τη σύνδεσή τους.

Οι ρητίνες από τη φύση τους είναι τουλάχιστον μία τάξη μεγέθους ασθενέστερες από τις ίνες στις οποίες εμποτίζονται. Είναι περισσότερο ευαθείς στη θερμότητα και στην πυρκαγιά και γενικά εμφανίζουν μεγαλύτερη ευαισθησία στους χημικούς διαλύτες, τα οξέα, τις βάσεις και το νερό σε σχέση με τις ίνες. Όλα τα είδη των ρητινών παρουσιάζουν επίσης σημαντικές ερπυστικές παραμορφώσεις σε σχέση με τα παραδοσιακά δομικά υλικά. Παρόλ' αυτά, τα σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών δεν θα μπορούσαν να υπάρξουν χωρίς τις ρητίνες, καθώς αυτές είναι που

μεταφέρουν τα φορτία και κατανέμουν τις τάσεις στις ίνες κάθε στρώσης του πολυμερούς. Με τον τρόπο αυτό επιτρέπουν στο ινοπλισμένο πολυμερές να συμπεριφέρεται σχεδόν σαν ομογενές υλικό.

Η μεγάλη διάρκεια ζωής που χαρακτηρίζει τις μήτρες πολυμερών σχετίζεται με την προοδευτική αλλαγή των φυσικών τους ιδιοτήτων, η οποία λαμβάνει χώρα με την πάροδο του χρόνου και τη φόρτιση. Η προένταση των σύνθετων υλικών μπορεί να έχει εξαιρετικά σημαντική επίδραση στη διάρκεια ζωής της μήτρας πολυμερούς. Η διάρρηξη λόγω ερπυσμού που αποτελεί τυπική μορφή αστοχίας των ινοπλισμένων πολυμερών οφείλεται στην ιξωδοπλαστική συμπεριφορά της μήτρας από πολυμερές και όχι στις ίνες.

Οι ρητίνες που χρησιμοποιούνται συνήθως για την παραγωγή σύνθετων υλικών για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών είναι οι εποξικές, οι πολυεστερικές και οι βινυλεστερικές. Οι σημαντικότερες μηχανικές ιδιότητες των τριών αυτών κατηγοριών ρητινών παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.2.

**(α) Εποξικές Ρητίνες.** Οι εποξικές ρητίνες θεωρούνται γενικά οι καλύτερες μήτρες για χρήση σε ινοπλισμένα πολυμερή λόγω της μεγάλης αντοχής, συγκολλητικής ικανότητας, ανθεκτικότητας σε κόπωση και χημική διάβρωση, καθώς και της χαμηλής συστολής ξηράνσεως που παρουσιάζουν. Όπως συμβαίνει και με τα άλλα είδη ρητινών, οι εποξικές ιδιότητες ποικίλουν σημαντικά ανάλογα με τη ρητίνη βάσης και τις χημικές ενώσεις που χρησιμοποιούνται για την παραγωγή τους.

Ο συντελεστής ιξώδους των εποξικών ρητινών είναι γενικά μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο συντελεστή τόσο των πολυεστερικών όσο και των βινυλεστερικών ρητινών. Χρειάζονται επίσης περισσότερο χρόνο για να αναπτύξουν πλήρως τις μηχανικές τους ιδιότητες και έχουν υψηλότερο κόστος σε σχέση με τις δύο άλλες κατηγορίες ρητινών.

Πίνακας 6.2.: Ιδιότητες ρητινών

Είδος ρητίνης	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Επιμήκυνση θραύσης (%)	Πυκνότητα (gr/cm <sup>3</sup> )
Εποξική	55 – 130	2.0 – 4.5	4.0 – 14.0	1.20 – 1.30
Πολυεστερική	35 – 104	2.1 – 4.1	< 5.0	1.10 – 1.46
Βινυλεστερική	73 – 81	3.0 – 3.6	3.5 – 5.5	1.12 – 1.32

**(β) Πολυεστερικές Ρητίνες.** Οι ρητίνες αυτές αποτελούν τον κύριο όγκο των πολυμερών που χρησιμοποιούνται στη βιομηχανία παραγωγής σύνθετων υλικών. Πρόκειται για ακόρεστους πολυεστέρες που παράγονται από την αντίδραση γλυκόλης, είτε με διβασικά οξέα είτε με ανυδρίδες. Λόγω της

μεγάλης ποικιλίας των συστατικών τους στοιχείων, οι ιδιότητες των πολυεστερικών ρητινών μπορούν να διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους.

Η χημική αντίδραση με την οποία παράγονται οι πολυεστέρες είναι σημαντικά εξώθερμη. Για το λόγο αυτό απαιτείται μεγάλη προσοχή στη χρήση της ποσότητας της μάζας των αντιδρώντων. Εάν η μάζα είναι μεγάλη το φύλλο πολυεστέρα μπορεί να αναφλεγεί ή να ρηγματωθεί. Αντίθετα εάν η μάζα είναι μικρή η θερμότητα που εκλύεται δεν επαρκεί για την ολοκλήρωση της αντίδρασης.

Οι πολυεστέρες παρουσιάζουν μέτρια ανθεκτικότητα στους διαλύτες και τα οξέα, ενώ είναι ευπαθείς στις βάσεις και στο νερό υψηλής θερμοκρασίας. Είναι γενικά λιγότερο ανθεκτικοί σε κόπωση συγκριτικά με τις εποξικές και τις βινυλεστερικές ρητίνες. Η παραμόρφωση θραύσης είναι κατά κανόνα της τάξης του 1%. Ωστόσο, το κυριότερο μειονέκτημα των πολυεστερικών ρητινών για χρήση τους σε κατασκευές που κατοικούνται είναι η δυσάρεστη οσμή λόγω της χημικής τους σύστασης.

**(γ) Βινυλεστερικές Ρητίνες.** Πρόκειται για υβριδικές ρητίνες που παράγονται με αλυσιδωτές αντιδράσεις ενός εποξικού πολυμερούς με ακρυλικές ή μεθακρυλικές ενώσεις. Λόγω της παρουσίας του εποξικού πολυμερούς, οι βινυλεστερικές ρητίνες είναι περισσότερο εύκαμπτες, σκληρότερες, πιο ανθεκτικές σε κόπωση και λιγότερο χημικά ενεργές σε σχέση με τις πολυεστερικές. Οι υδροξυλικές ενώσεις που περιέχονται στο εποξικό πολυμερές σχηματίζουν δεσμούς υδρογόνου με αντίστοιχες ενώσεις στην επιφάνεια των ινών υάλου. Με τον τρόπο αυτό βελτιώνεται σημαντικά η σύνδεση της ρητίνης με τις ίνες, αν και δεν φτάνει στο επίπεδο της συγκολλησιμότητας των εποξικών ρητινών. Αυτό οφείλεται κυρίως στη μεγάλη απώλεια όγκου των βινυλεστερικών ρητινών λόγω συστολής ξηράνσεως.

Αντιθέτως, οι βινυλεστερικές ρητίνες δεν έχουν τόσο υψηλή αντοχή και ανθεκτικότητα σε κόπωση όσο οι εποξικές. Λόγω της χημικής τους σύστασης, αντιμετωπίζουν επίσης το ίδιο πρόβλημα δυσοσμίας με τις πολυεστερικές ρητίνες. Η συστολή ξηράνσεως είναι γενικά της τάξης του 5 με 10%. Το κόστος τους είναι συνήθως μεταξύ του κόστους των εποξικών και των πολυεστερικών ρητινών.

### 6.3.3 Ιδιότητες Σύνθετου Υλικού

Οι ιδιότητες του σύνθετου υλικού προκύπτουν ως συνδυασμός των ιδιοτήτων των διακριτών συστατικών του υλικών, δηλαδή των ινών και της μήτρας. Στον Πίνακα 6.3 παρουσιάζονται η εφελκυστική αντοχή, το μέτρο ελαστικότητας και το πάχος μίας στρώσης των δύο συνηθέστερων τύπων ινοπλισμένων πολυμερών υγρής εφαρμογής που χρησιμοποιούνται για ενίσχυση δομικών στοιχείων. Οι τύποι αυτοί προκύπτουν με συνδυασμό είτε

υαλονημάτων και εποξικής ρητίνης είτε ανθρακονημάτων και εποξικής ρητίνης.

**Πίνακας 6.3** Ενδεικτικές ιδιότητες σύνθετων υλικών ινοπλισμένων πολυμερών

Τύπος σύνθετου υλικού	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Πάχος στρώσης (mm)
Υαλονήματα και εποξική ρητίνη	1800 – 4300	65 – 80	0.30 – 1.30
Ανθρακονήματα υψηλής αντοχής και εποξική ρητίνη	2200 – 4300	200 – 450	0.12 – 0.60

Στη διάθεση του μηχανικού βρίσκονται επίσης με τη μορφή ελασμάτων μικρού πλάτους (60 – 100 mm) και πάχους της τάξης του 1.5 mm προκατασκευασμένα σύνθετα υλικά με ίνες άνθρακα τα οποία επικολλούνται στο σκυρόδεμα μέσω ρητίνης. Εφαρμόζονται κυρίως για την ενίσχυση πλακών και δοκών.

#### 6.4 Μικρομηχανική των σύνθετων υλικών

Όπως προαναφέρθηκε, τα χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες ενός σύνθετου υλικού καθορίζονται από τα αντίστοιχα των συστατικών του. Από τη σκοπιά της μικρομηχανικής, προκειμένου να καθοριστούν οι ιδιότητες του σύνθετου υλικού θα πρέπει να είναι γνωστό το ποσοστό με το οποίο συμμετέχει το κάθε υλικό στο τελικό προϊόν.

Ο *Νόμος της Σύνθεσης* (Rule of Mixtures) χρησιμοποιεί τα ποσοστά συμμετοχής ινών και ρητίνης στο τελικό προϊόν για την πρόβλεψη των μηχανικών ιδιοτήτων του σύνθετου υλικού. Ο νόμος της σύνθεσης περιγράφεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$v_f + v_m + v_u = 1 \quad (6.1)$$

$$w_f + w_m = 1 \quad (6.2)$$

$$\rho_c = \rho_f v_f + \rho_m v_m \quad (6.3)$$

όπου  $v_f$ ,  $v_m$  και  $v_u$  είναι οι λόγοι όγκου των ινών, της ρητίνης και των κενών, αντίστοιχα και ισούνται με  $v_i = V_i/V$ , όπου  $V$  ο συνολικός όγκος του σύνθετου υλικού και  $V_i$  με  $i = f, m, u$  ο όγκος των ινών, της ρητίνης και των κενών, αντίστοιχα. Επίσης,  $w_f$  και  $w_m$  είναι οι λόγοι βάρους των ινών και της ρητίνης και ισούνται με  $w_i = W_i/W$ , όπου  $W$  το συνολικό βάρος του σύνθετου



υλικού και  $W_i$  με  $i = f, m$  το βάρος του αντίστοιχου συστατικού στοιχείου. Τέλος,  $\rho_f, \rho_m$  και  $\rho_c$  είναι οι πυκνότητες των ινών, της ρητίνης και η συνολική του σύνθετου υλικού, αντίστοιχα.

Επίσης η σχέση που συνδέει το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού  $E$  με το μέτρο ελαστικότητας των ινών  $E_f$  και το μέτρο ελαστικότητας της μήτρας  $E_m$  είναι η ακόλουθη:

$$E = E_f v_f + E_m v_m \quad (6.4)$$

Όσον αφορά στην εφελκυστική αντοχή του σύνθετου υλικού, αυτή εξαρτάται από την εφελκυστική αντοχή των ινών, δεδομένου ότι η αντοχή τους είναι μία τάξη μεγέθους μεγαλύτερη από αυτή του συνδετικού υλικού. Πρακτικά αστοχία της ίνας συνεπάγεται αστοχία του σύνθετου υλικού.

Εάν  $s, s_f$  και  $s_{mf}$  είναι η εφελκυστική αντοχή του σύνθετου υλικού, η εφελκυστική αντοχή της ίνας και η εφελκυστική τάση της μήτρας κατά την αστοχία της ίνας αντίστοιχα, τότε ισχύει

$$s = s_f v_f + s_{mf} (1 - v_f) \quad (6.5)$$

**Εφαρμογή.** Προκειμένου να κατανοήσουμε την εφαρμογή των παραπάνω σχέσεων, θεωρούμε δοκίμιο γραφίτη – εποξικής ρητίνης διαστάσεων 2.54 cm x 2.54 cm x 0.30 cm, που ζυγίζει 2.980 gr. Οι πυκνότητες του γραφίτη και της ρητίνης είναι  $\rho_f = 1.9 \text{ gr/cm}^3$  και  $\rho_m = 1.2 \text{ gr/cm}^3$ , αντίστοιχα. Διαλύοντας τη ρητίνη με οξύ, οι ίνες που απομένουν ζυγίζουν 1.863 gr. Ζητείται να προσδιοριστούν οι λόγοι όγκου ινών  $v_f$ , ρητίνης  $v_m$  και κενών  $v_u$ .

Η πυκνότητα του σύνθετου υλικού είναι

$$\rho_c = W/V = 2.98 / (2.54 \times 2.54 \times 0.3) = 1.54 \text{ gr/cm}^3$$

Επίσης, σύμφωνα με τις σχέσεις (6.1) και (6.2) ο λόγος όγκου κενών  $v_u$  είναι

$$\begin{aligned} v_u &= 1 - (v_f + v_m) = 1 - [W_f / \rho_f + (W - W_f) / \rho_m] / V = \\ &= 1 - [1.863 / 1.9 + (2.98 - 1.863) / 1.2] / (2.54 \times 2.54 \times 0.3) = \\ &= 0.012 = 1.2\% \end{aligned}$$

Επομένως,  $v_f + v_m = 0.988$  οπότε η σχέση (6.3) γράφεται

$$\begin{aligned} \rho_c &= \rho_f v_f + \rho_m v_m \Rightarrow \\ \Rightarrow 1.54 &= 1.9 v_f + 1.2 (0.988 - v_f) \Rightarrow \end{aligned}$$

$$\Rightarrow v_f = 50.6\%$$

Συνοψίζοντας λοιπόν έχουμε

$$v_f = 50.6\% , v_m = 48.2\% , v_u = 1.2\%$$

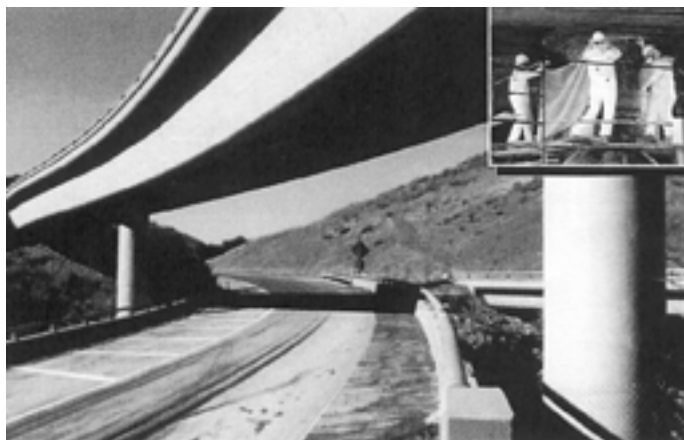
## 6.5 Συμπεριφορά σύνθετων υλικών ινοπλισμένων πολυμερών

### 6.5.1 Ιστορική Αναδρομή

Τα πρώτα σύνθετα υλικά χρονολογούνται από τα τέλη του 19<sup>ου</sup> αιώνα και είχαν ως συστατικά στοιχεία φυσικές ρητίνες και ίνες, όπως πίσσα και ίνες ξύλου. Η μαζική παραγωγή υαλονημάτων ξεκίνησε στο τέλος της δεκαετίας του 1930 και ουσιαστικά σηματοδοτεί τη γέννηση των σύνθετων υλικών προηγμένης τεχνολογίας. Τα σύγχρονα σύνθετα υλικά χρησιμοποιούνται σε πληθώρα εφαρμογών από υπόγειες δεξαμενές καυσίμων έως ύφαλα πλοίων και πολεμικά αεροσκάφη. Αρχικά, λόγω του υπερβολικού κόστους και των περιορισμένων πειραματικών αποτελεσμάτων, οι εφαρμογές των σύνθετων υλικών περιορίστηκαν στην αεροναυπηγική, τη χημική βιομηχανία και τη ναυπηγική. Η επικύρωση στρώσεων ινοπλισμένων πολυμερών από ανθρακονήματα σε δομικά στοιχεία κατασκευών με σκοπό την επισκευή και ενίσχυσή τους πρωτοεφαρμόστηκε στην Ελβετία το 1984. Το Υπουργείο Συγκοινωνιών της Καλιφόρνια (CALTRANS) πρωτοπόρησε με τη χρήση 'υφασμάτων' ινοπλισμένων πολυμερών για τη σεισμική ενίσχυση βάθρων γεφυρών στην Καλιφόρνια πριν από περίπου μία δεκαετία (Σχήμα 6.5). Η συμπεριφορά των συστημάτων επισκευής και ενίσχυσης κατασκευών με σύνθετα υλικά σε μεγάλο εύρος εφαρμογών κατά την τελευταία εικοσαετία έχει δοκιμαστεί με εξαιρετική επιτυχία και ιδιαίτερα σε χώρες με δυσμενείς κλιματολογικές συνθήκες, όπως είναι οι ΗΠΑ, ο Καναδάς, η Ιαπωνία, η Ελβετία, η Αυστραλία, κτλ..

Τα μόνα στοιχεία που διαθέτουμε για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς των ινοπλισμένων πολυμερών που έχουν εγκατασταθεί σήμερα σε εφαρμογές Πολιτικού Μηχανικού προέρχονται από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων ερευνητικών προγραμμάτων, καθώς και από την προβολή στο χρόνο συμπερασμάτων που αφορούν στην τρέχουσα κατάσταση των υλικών αυτών. Τα τελευταία χρόνια, η ταχεία πρόοδος που έχει σημειωθεί στην τεχνολογία των σύνθετων υλικών, όσον αφορά τόσο στις ιδιότητες όσο και στη διαδικασία παραγωγής τους, έχει επιφέρει σημαντικές βελτιώσεις στη διάρκεια ζωής των ινοπλισμένων πολυμερών και δραματική αύξηση εφαρμογής τους σε τεχνικά έργα. Σήμερα το 1/4 της παραγωγής σύνθετων υλικών χρησιμοποιείται σε εφαρμογές πολιτικού μηχανικού. Στη χώρα μας

οι πρώτες εφαρμογές πραγματοποιήθηκαν στις αρχές της δεκαετίας του 1990 και εξαπλώθηκαν ιδιαίτερα μετά το σεισμό της Πάρνηθας το 1999.



*Σχήμα 6.5.: Ενίσχυση της γέφυρας Gaviota στην Καλιφόρνια των ΗΠΑ με 'υφάσματα' ινοπλισμένων πολυμερών.*

### 6.5.2 Περιβαλλοντικές Συνθήκες

Γενικά, τα σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών σχεδιάζονται και παρασκευάζονται έτσι ώστε να είναι ανθεκτικά υπό φυσιολογικές συνθήκες περιβάλλοντος για μακρές χρονικές περιόδους.

Τα σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών παρουσιάζουν μεγάλη διάρκεια ζωής για ένα λογικό εύρος περιβαλλοντικών συνθηκών, οι οποίες περιλαμβάνουν

- *Θερμοκρασία:* από  $-30^{\circ}\text{C}$  έως  $60^{\circ}\text{C}$  για μακρά έκθεση και  $650^{\circ}\text{C}$  έως  $1100^{\circ}\text{C}$  για βραχεία έκθεση (μικρότερη από 2 ώρες) σε φωτιά.
- *Υγρασία:* πλήρης βύθιση σε γλυκό ή αλμυρό νερό για έκθεση μακράς διάρκειας από  $0^{\circ}\text{C}$  έως  $40^{\circ}\text{C}$ .
- *pH:* από 3.0 έως 10.0 για μακρά χρήση.
- *Υπεριώδης ακτινοβολία:* δείκτης υπεριώδους ακτινοβολίας ίσος με 10.0 για μακρά έκθεση.
- *Υδρογονάνθρακες:* απορρόφηση συγκεκριμένης ποσότητας για μακρές χρονικές περιόδους.

Σε εφαρμογές σε έντονα αλκαλικό περιβάλλον, π.χ. ενίσχυση πασσάλων στη θάλασσα, απαιτείται χρήση ειδικών ρητινών με ίνες άνθρακα ή υάλου. Αξίζει να τονιστεί ότι οι προδιαγραφές ενός καλά σχεδιασμένου συστήματος ινοπλισμένων πολυμερών πρέπει να περιέχουν στοιχεία για έκθεση του

συστήματος σε κάθε μία από τις παραπάνω συνθήκες για περιόδους έως 10000 ώρες.

### 6.5.3 Επίδραση της Θερμοκρασίας του Περιβάλλοντος

Για το φυσιολογικό εύρος των θερμοκρασιών στις οποίες χρησιμοποιούνται τα περισσότερα συστήματα ινοπλισμένων πολυμερών, δεν αναμένονται σημαντικές αλλαγές στη συμπεριφορά τους, με την προϋπόθεση ότι τόσο η επιλογή όσο και η εφαρμογή του συστήματος έχει γίνει με τον ενδεδειγμένο τρόπο. Η θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης υάλου ( $T_g$ ) είναι το σημείο πέρα από το οποίο η συμπεριφορά του ινοπλισμένου πολυμερούς αλλοιώνεται δραματικά παρουσιάζοντας σημαντική μείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του. Η παρεχόμενη θερμική ενέργεια για αύξηση της θερμοκρασίας πάνω από την  $T_g$  επιτρέπει στις χημικές αλυσίδες της ρητίνης να μετακινηθούν και να γίνουν πιο εύκαμπτες. Ως εκ τούτου μειώνεται η συμμετοχή της ρητίνης στην ανάληψη φορτίου αλλά και η ικανότητά της να μεταφέρει τα φορτία ισομερώς στις ίνες, προκαλώντας περαιτέρω φόρτιση μεμονωμένων ινών, κυρίως των κοντύτερων από αυτές. Κατά συνέπεια, είναι πιθανό να υπάρξει υπέρβαση της αντοχής και ενδεχόμενη αστοχία. Η διαδικασία είναι εξελικτική και έχει ως αποτέλεσμα την απομείωση της φέρουσας ικανότητας του ινοπλισμένου πολυμερούς κατά 30 με 40% σε ακραίες περιπτώσεις.

Κατά το σχεδιασμό συστημάτων ινοπλισμένων πολυμερών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πιθανή επιβλαβής επίδραση θερμοκρασιών μεγαλύτερων από 80°C. Σκούρες επιφάνειες που εκτίθενται άμεσα στο ηλιακό φως, έχουν καταγράψει θερμοκρασίες της τάξης των 70°C. Σύνθετα υλικά έχουν επίσης δοκιμαστεί σε ακραίες αρνητικές θερμοκρασίες της τάξης των -40°C και δεν έχουν διαπιστωθεί δυσμενείς επιπτώσεις στην εν γένει συμπεριφορά τους. Αξίζει να σημειωθεί ότι σε θερμοκρασίες μεταξύ -10 και -30°C αυξάνεται σημαντικά η δυσκαμψία του υλικού με συνέπεια μία εξαιρετικά ψαθυρή μορφή αστοχίας, αλλά και μείωση της αντοχής σε κρούση. Πειράματα που έχουν γίνει σε μεμονωμένες στρώσεις ινοπλισμένου πολυμερούς, δεν έχουν δείξει απομείωση της αντοχής των ινών λόγω επαναλαμβανόμενης εναλλαγής ψύξης-απόψυξης. Τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν τόσο σε συνθήκες τριετούς σταθερής έκθεσης όσο και επιταχυνόμενης έκθεσης για την προσομοίωση πενηνταετούς πραγματικής έκθεσης. Η μοναδική αλλοίωση της εποξικής ρητίνης που διαπιστώθηκε με τη μέθοδο της υπέρυθρης φασματοσκοπησης περιοριζόταν στην επιφανειακή της στρώση, χωρίς να επηρεάζει τη συνολική συμπεριφορά του ινοπλισμένου πολυμερούς. Επίσης ανακυκλιζόμενες ψύξεις και αποψύξεις είχαν μικρή ή καθόλου επίδραση σε σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών όταν για την παρασκευή τους είχαν χρησιμοποιηθεί υλικά υψηλής ποιότητας και αντοχής σε υγρασία.

Όσον αφορά στη συμπεριφορά των σύνθετων υλικών σε περίπτωση πυρκαγιάς, λόγω των υψηλών θερμοκρασιών που αναπτύσσονται, τα σύνθετα υλικά που έρχονται σε άμεση επαφή με τη φωτιά αναφλέγονται, εκτός εάν επιχριστούν ή επαλειφθούν με ειδική ρητίνη. Για το λόγο αυτό τα σύνθετα υλικά που δε διαθέτουν πυροπροστασία θεωρούνται ανενεργά σε περίπτωση πυρκαγιάς. Πυροπροστασία επιτυγχάνεται με ειδικά επιχρίσματα ή κοινά επιχρίσματα μεγάλου πάχους (40 – 50 mm). Μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν ειδικά προστατευτικά όπως γυψοσανίδες. Το επίχρισμα προστατεύει τα υλικά και ιδιαίτερα τη ρητίνη όχι μόνο από τη φωτιά και γενικά τις υψηλές θερμοκρασίες, αλλά και από τη γήρανση λόγω της υπερϊώδους ακτινοβολίας. Επίσης, η τοποθέτηση επιχρίσματος αποτελεί οικονομικότερη λύση και επιπλέον δίνει τη δυνατότητα βαφής και διακοσμητικής επέμβασης στο δομικό στοιχείο που ενισχύεται.

#### 6.5.4 Συμπεριφορά στο Νερό

Το νερό αποτελεί εν γένει εξαιρετικά δυσμενές περιβάλλον για όλα τα δομικά υλικά. Ο χάλυβας οξειδώνεται, το σκυρόδεμα ενανθρακώνεται, το ξύλο σαπίζει, οι ρητίνες μπορούν να αποσχιστούν λόγω σκλήρυνσης της αλυσίδας του πολυμερούς και ο ύαλος μπορεί να χάσει την εφελκυστική του αντοχή. Κατά συνέπεια, η κύρια μέριμνα όσον αφορά στα σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών είναι η αντοχή της μήτρας από ρητίνη σε παρατεταμένη έκθεση σε νερό. Χαρακτηριστικά αναφέρεται ότι στη διάρκεια των εξήντα περίπου χρόνων που ινοπλισμένα πολυμερή υαλονημάτων χρησιμοποιούνται για την επένδυση υφάλων πλοίων, δεν έχει παρατηρηθεί απομείωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων λόγω σήψης ή διάβρωσης, με αποτέλεσμα, όταν τα πλοία αυτά εγκαταλείπονται, να μην υπάρχει εύκολος τρόπος αποσύνθεσής τους. Το παραπάνω παράδειγμα δεν σημαίνει ότι η υγρασία δεν έχει επίδραση στη συμπεριφορά των ινοπλισμένων πολυμερών, αλλά ότι η επίδραση είναι μικρή και χρειάζεται εξαιρετικά μακρά χρονική περίοδο για να εκδηλωθεί. Μετά το πέρας του χρόνου αυτού, οι χημικές αλυσίδες του πολυμερούς είναι πλήρως υδατοδιαλυτές, μεταλλικά ιόντα διηθούνται από τα υαλονήματα και το σύνθετο υλικό γίνεται εξαιρετικά εύθραυστο.

Η μήτρα από ρητίνη απορροφά νερό. Η ποσότητα του νερού που απορροφάται εξαρτάται από το είδος της ρητίνης και τη θερμοκρασία του νερού. Οι άμεσες συνέπειες της απορρόφησης νερού από τη μήτρα είναι συνήθως οι ακόλουθες δύο: πρώτον, η θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης υάλου ( $T_g$ ) μειώνεται και, δεύτερον, η ρητίνη χάνει τη δυσκαμψία της. Και τα δύο φαινόμενα είναι μερικώς ανατρέψιμα σε συστήματα με εποξικές ρητίνες. Αντίθετα, στις πολυεστερικές και βινυλεστερικές ρητίνες, οι μεταβολές μπορεί να είναι είτε αναστρέψιμες είτε όχι, ανάλογα με το χρόνο και τη θερμοκρασία της έκθεσης. Με βάση τα παραπάνω μπορεί να εξαχθεί

το συμπέρασμα ότι όσο υψηλότερη είναι η θερμοκρασία, τόσο ταχύτερες και δυσμενέστερες είναι οι μόνιμες επιπτώσεις της διείδυσης υγρασίας. Προσεγγιστικά, η ταχύτητα των χημικών αντιδράσεων διπλασιάζεται για κάθε αύξηση της θερμοκρασίας κατά 10°C.

Η υγρασία αποκτά πρόσβαση στο ινοπλισμένο πολυμερές μέσω τριών διαφορετικών οδών

- Μέσω της τριχοειδούς δράσης κατά μήκος του διαμήκους άξονα της ίνας στη διεπιφάνεια ρητίνης και ίνας.
- Μέσω ρωγμών και κενών στη δομή του σύνθετου υλικού.
- Μέσω διάχυσης διαμέσου της μήτρας.

Λόγω της υψηλής πολικότητας των μορίων υάλου, τα υαλονήματα απορροφούν υγρασία κατά τη διάρκεια της παρασκευής, αποθήκευσης, μεταφοράς και εφαρμογής τους στο δομικό στοιχείο. Οι ίνες πολυαραμιδής απορροφούν υγρασία έως 13% του βάρους τους, η οποία μπορεί να έχει επιβλαβή επίδραση στην εφελκυστική τους αντοχή, καθώς και στη διεπιφάνεια ρητίνης και ινών. Τα ανθρακονήματα είναι αδρανή στο νερό ενώ οι ίνες υάλου παρουσιάζουν μικρή μείωση αντοχής. Επομένως η επίδραση της υγρασίας σε αυτού του είδους τα σύνθετα υλικά περιορίζεται στην επίδραση που έχει στη ρητίνη της μήτρας.

Πλήρης στεγάνωση στοιχείων σκυροδέματος με σύνθετα υλικά δημιουργεί στεγανές εξωτερικές επιφάνειες σε νερό με αποτέλεσμα την προστασία τους από περιβαλλοντικούς παράγοντες. Πρέπει όμως να επισημανθεί ότι σε στοιχεία τα οποία πρέπει να 'αναπνέουν', π.χ. πλάκες, συνιστάται να αποφεύγεται η τοποθέτηση καθολικού μανδύα σύνθετου υλικού.

Με την επιλογή της κατάλληλης ρητίνης, ινοπλισμένα πολυμερή ανθρακονημάτων μπορούν να εφαρμοστούν σε κατασκευές που είναι μέσα στο νερό. Στις περιπτώσεις αυτές μπορεί κανείς να αξιοποιήσει τη δυνατότητα που έχουν τα σύνθετα υλικά να αυξάνουν την πλαστιμότητα, την αντοχή και τη δυσκαμψία των στοιχείων στα οποία εφαρμόζονται, αλλά και να τα χρησιμοποιήσει ως στεγανωτική μόνωση. Παραδείγματα τέτοιων εφαρμογών είναι η θεμελίωση κατασκευών στη θάλασσα (Σχήμα 6.6), η ενίσχυση λιμενικών εγκαταστάσεων, η ενίσχυση και στεγάνωση σηράγγων και αγωγών μεγάλων διαστάσεων, κτλ.

### **6.5.5 Υπεριώδης Ακτινοβολία**

Η υπεριώδης ακτινοβολία του ηλίου (UV) προκαλεί μείωση της αντοχής των σύνθετων υλικών. Ένδειξη αποτελεί σε εκτεθειμένες επιφάνειες η μικρορηγμάτωση και η χρωματικά αλλοίωση. Για την προστασία προτείνεται η εφαρμογή επιχρισμάτων ή ειδικών βαφών.

### 6.5.6 Γαλβανική Διάβρωση

Πρέπει να αποφεύγεται η επαφή ινών άνθρακα με χάλυβα. Η επαφή των δύο υλικών προκαλεί γαλβανική διάβρωση του χάλυβα. Το πρόβλημα δεν υφίσταται όταν χρησιμοποιούνται σύνθετα υλικά με ίνες υάλου ή πολυαραμιδής.

### 6.5.7 Ερπυσμός

Μεταξύ όλων των συστατικών στοιχείων ινοπλισμένων πολυμερών που έχουν αναφερθεί στις προηγούμενες ενότητες, μόνο τα ανθρακονήματα και τα υαλονήματα δεν υπόκεινται σε ερπυσμό. Τόσο οι ίνες πολυαραμιδής όσο και οι μήτρες των ρητινών, άλλες λιγότερο και άλλες περισσότερο, παρουσιάζουν ερπυσμό. Ο βαθμός του ερπυσμού είναι συνάρτηση του υλικού της ίνας και του προσανατολισμού των ινών σε σχέση με την εφαρμοζόμενη ένταση. Εάν πρόκειται για ίνες υάλου ή άνθρακα, οι οποίες δεν στρεβλώνονται αλλά παραμένουν αμετακίνητες στα άκρα τους, δεν παρατηρείται ερπυσμός και το σύνθετο υλικό συμπεριφέρεται σχεδόν πλήρως ελαστικά. Οι ίνες μπορεί να γίνονται ευθείες όταν υπόκεινται σε φόρτιση, το ινοπλισμένο πολυμερές μπορεί να ολισθαίνει στις θέσεις που αγκυρώνεται, ενώ υπάρχει επίσης η πιθανότητα επιπλέον έντασης των ινών λόγω χαλάρωσης της μήτρας του πολυμερούς, ακόμα και μετά την απομάκρυνση της εξωτερικής φόρτισης. Αν και τα παραπάνω φαινόμενα προκαλούν 'έκταση' του σύνθετου υλικού, δεν αποτελούν πραγματικό ερπυσμό και τα περισσότερα έχουν ασήμαντες επιδράσεις στις διαστάσεις του ινοπλισμένου πολυμερούς. Στην περίπτωση όμως που ο άξονας των ινών βρίσκεται εκτός του επιπέδου της φόρτισης ή οι ίνες είναι από πολυαραμιδίδη, μπορεί να είναι σημαντική η παραμόρφωση λόγω ερπυσμού του σύνθετου υλικού.



*Σχήμα 6.6.: Ενίσχυση πασσάλων με σύνθετα υλικά ανθρακονημάτων στο Lamma Island Jetty του Χονγκ Κονγκ.*

Σε εφαρμογές σύνθετων υλικών για την ενίσχυση κατασκευών σε σεισμό ο ερπυσμός σπάνια αποτελεί φαινόμενο προεξέτασης διότι τα σύνθετα υλικά θα αναπτύξουν τάσεις μόνο για τα πρόσθετα φορτία επιπλέον του ιδίου βάρους και επίσης το υφιστάμενο σκυρόδεμα έχει αναπτύξει το μεγαλύτερο τμήμα των φαινομενικών παραμορφώσεών του.

#### **6.5.8 Θραύση και Διάβρωση λόγω Έντασης**

Στα περισσότερα ινοπλισμένα πολυμερή παρατηρείται το φαινόμενο της θραύσης λόγω έντασης υπό διατηρούμενη φόρτιση. Η διάβρωση λόγω έντασης συμβαίνει όταν η ατμόσφαιρα που περιβάλλει το σύνθετο υλικό περιέχει διαβρωτικά στοιχεία, αλλά όχι επαρκή ώστε να προκαλέσουν διάβρωση του υλικού χωρίς την ταυτόχρονη δράση διατηρούμενης φόρτισης. Και τα δύο φαινόμενα σχετίζονται με το χρόνο έκθεσης, το επίπεδο της έντασης, τον περιβάλλοντα χώρο, τη μήτρα και τις ίνες του σύνθετου υλικού. Η αστοχία που οφείλεται στα φαινόμενα αυτά κρίνεται πρόωμη, καθώς το ινοπλισμένο πολυμερές αστοχεί για επίπεδο έντασης σαφώς μικρότερο από την αντοχή του.

Η ποιότητα της μήτρας που χρησιμοποιείται έχει πολύ σημαντική επίδραση στο χρόνο που θα εκδηλωθεί η αστοχία και στο επίπεδο της έντασης που μπορεί να φέρει το υλικό. Συνήθως, συστήματα με εποξικές ρητίνες είναι δύο έως τέσσερις τάξεις μεγέθους πιο ανθεκτικά από αντίστοιχα συστήματα που περιέχουν άλλη κατηγορία ρητίνης. Επίσης, οι βινυλεστερικές ρητίνες εμφανίζουν κατά κανόνα μεγαλύτερη τρωτότητα σε θραύση και διάβρωση λόγω διατηρούμενης έντασης από τις πολυεστερικές.

Όσον αφορά στις ίνες, τα σύνθετα υλικά με ίνες άνθρακα παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά όταν χρησιμοποιούνται για την ανάληψη μόνιμων φορτίων.

#### **6.5.9 Κόπωση**

Γενικά τα ινοπλισμένα πολυμερή συμπεριφέρονται καλύτερα από το σκυρόδεμα ή το χάλυβα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Τα ανθρακονήματα είναι καλύτερα από τις ίνες πολυαραμίδης, οι οποίες είναι με τη σειρά τους καλύτερες από τα υαλονήματα. Ειδικά για σύνθετα υλικά με ίνες από άνθρακα η αντοχή σε κόπωση είναι μεγαλύτερη από αυτή του χάλυβα σπλισμού. Η αντίστοιχη κατάταξη των ρητινών, όσον αφορά στην αντοχή τους σε κόπωση, είναι εποξικές, πολυεστερικές και βινυλεστερικές. Πρέπει να τονιστεί ότι η αντοχή σε κόπωση ενός συστήματος ινοπλισμένου πολυμερούς εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από το είδος της ρητίνης στο οποίο εμποτίζονται οι ίνες.

Τα ινοπλισμένα πολυμερή, λόγω της οργανικής φύσης του υλικού της μήτρας, είναι ευαίσθητα στη συχνότητα εφαρμογής της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Ως γενικός κανόνας, η συχνότητα αυτή πρέπει να διατηρείται



μικρότερη από 10 Hz, έτσι ώστε να προλαμβάνεται η έκλυση θερμότητας στο πολυμερές, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε πρόωμη αστοχία της μήτρας και στη συνέχεια ολόκληρου του συστήματος του πολυμερούς.

### 6.5.10 Κρούση

Όσον αφορά στην επίδραση της κρούσης την καλύτερη συμπεριφορά παρουσιάζουν κατά σειρά τα σύνθετα υλικά με ίνες πολυαραμιδής (είναι χαρακτηριστικό ότι χρησιμοποιούνται για την κατασκευή αλεξίσφαιρων γιλέκων), ακολουθούν αυτά με ίνες υάλου και τέλος αυτά με ίνες άνθρακα.

## 6.6 Διαδικασία εφαρμογής σύνθετων υλικών

Η διαδικασία εφαρμογής σύνθετων υλικών για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών περιλαμβάνει δύο βασικά στάδια, την *προετοιμασία* της επιφάνειας του δομικού στοιχείου στο οποίο γίνεται η επέμβαση και την *επικόλληση* των στρώσεων του ινοπλισμένου πολυμερούς στην επιφάνεια αυτή. Πρέπει να τονιστεί ότι η προετοιμασία της επιφάνειας του δομικού στοιχείου στην οποία θα επικολληθεί το σύνθετο υλικό αποτελεί καθοριστικό παράγοντα για την επίτευξη της επιδιωκόμενης συμπεριφοράς του ενισχυμένου στοιχείου, καθώς από αυτήν εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό η συνεργασία παλαιού και νέου υλικού.

### 6.6.1 Σύμφυση και Επαφή Διεπιφανειών

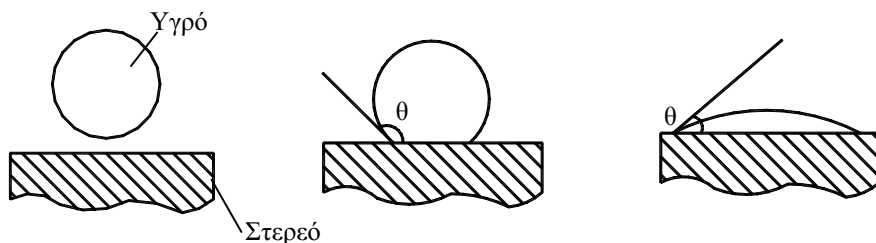
Τα σύνθετα υλικά επικολλούνται στα δομικά στοιχεία με χρήση διαφόρων συγκολλητικών ουσιών, όπως είναι οι εποξικές κόλλες, οι πολυεστερικές κόλλες, κτλ.. Οι ουσίες αυτές εξασφαλίζουν τη διαρκή σύνδεση και από κοινού λειτουργία του ινοπλισμένου πολυμερούς με το σκυρόδεμα του στοιχείου μέσω της διατμητικής τάσης που μεταφέρεται στη διεπιφάνεια επαφής τους.

Οι κυριότερες απαιτήσεις που πρέπει να ικανοποιεί η συγκολλητική ουσία είναι οι ακόλουθες:

- Επαρκής αντοχή σε υγρασία και ερπυσμό.
- Θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης υάλου ( $T_g$ ) τουλάχιστον ίση με  $45^\circ\text{C}$ .
- Ελάχιστη διατμητική αντοχή στους  $20^\circ\text{C}$  ίση με 18 MPa.
- Ικανότητα πλήρωσης κενών και εφαρμογής σε κατακόρυφες και ανεστραμμένες επιφάνειες.
- Ανθεκτικότητα στην αλκαλική φύση του σκυροδέματος.

Οι συγκολλητικές ουσίες συνδέουν δύο υλικά επικολλώντας στις επιφάνειές τους μία στρώση απειροελάχιστων διαστάσεων, της τάξης των

0.1-0.5 nm. Ο όρος *σύμφυση* αναφέρεται στις εφελκυστικές μοριακές δυνάμεις που δρουν κατά μήκος της διεπιφάνειας μεταξύ των δύο υλικών. Λόγω της υγρής τους φύσης, οι συγκολλητικές ουσίες ρέουν πάνω και ανάμεσα στις ανωμαλίες της στερεάς επιφάνειας και, καθώς έρχονται σε επαφή με αυτή, αλληλεπιδρούν μέσω των μοριακών τους δυνάμεων. Στη συνέχεια, η ουσία στερεοποιείται και έτσι επιτυγχάνεται η σύνδεση των δύο υλικών. Απαραίτητη προϋπόθεση για την επίτευξη ικανοποιητικής σύμφυσης, είναι η άμεση επαφή μεταξύ της συγκολλητικής ουσίας και των δύο υποστρωμάτων, καθώς και η απουσία αδύναμων και ενανθρακωμένων στρώσεων ή σκόνης από την επιφάνεια του σκυροδέματος. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.7, η ποιότητα της συγκόλλησης εξαρτάται από την ομοιόμορφη διάστρωση της συγκολλητικής ουσίας, η οποία πρέπει να σχηματίζει μία πολύ λεπτή στρώση χωρίς να διαιρείται σε επιμέρους σταγονίδια.



Σχήμα 6.7.: Διάστρωση της συγκολλητικής ουσίας στην επιφάνεια του δομικού στοιχείου.

### 6.6.2 Προετοιμασία Επιφάνειας Σκυροδέματος

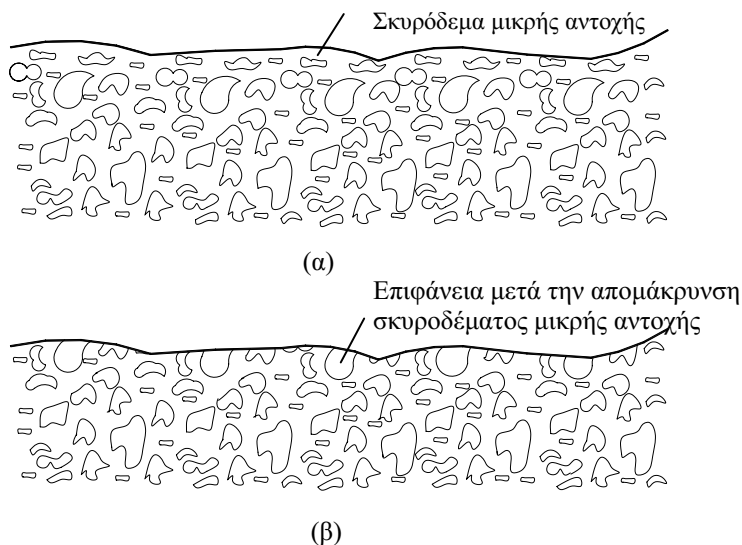
Λόγω της σύνθετης σύστασης του σκυροδέματος, η επιφάνειά του μπορεί να περιέχει εκτεθειμένα αδρανή, άμμο, άνυδρα σωματίδια τσιμέντου και τσιμεντοκονιάς, καθώς επίσης ρωγμές και κενά. Σκοπός της προετοιμασίας της επιφάνειας του σκυροδέματος είναι η απομάκρυνση τυχόν αδύναμων ή ενανθρακωμένων στρώσεων, καθώς και η εξομάλυνσή της, έτσι ώστε να επιτευχθεί η καλύτερη δυνατή συγκόλληση των στρώσεων του σύνθετου υλικού σε αυτή.

Η προετοιμασία της επιφάνειας έχει γενικά πολύ μεγαλύτερη επίδραση στη μακρόχρονη παρά στη βραχύχρονη αντοχή της σύνδεσης. Για το λόγο αυτό, η προσεκτική προετοιμασία της επιφάνειας του δομικού στοιχείου συνδέεται άμεσα με τη συμπεριφορά του ενισχυμένου στοιχείου με την πάροδο του χρόνου.

Σε πολλές εφαρμογές επισκευής και ενίσχυσης, οι εργασίες στην επιφάνεια του σκυροδέματος εκτελούνται επιτόπου υπό αντίξοες συνθήκες. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου προετοιμασίας είναι άμεση συνάρτηση του προσανατολισμού της επιφάνειας του σκυροδέματος (οριζόντια,

κατακόρυφη, ανεστραμμένη, κτλ.), αλλά και διαφόρων άλλων παραμέτρων, όπως είναι το κόστος, η κλίμακα και η τοποθεσία του έργου, η εύκολη πρόσβαση στα υλικά και τον εξοπλισμό, καθώς και απαιτήσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια και την υγιεινή του προσωπικού.

Ουσιαστικά, ο αντικειμενικός σκοπός της προεργασίας που γίνεται στην επιφάνεια του σκυροδέματος, είναι η απομάκρυνση της εξωτερικής, μειωμένης αντοχής και ενδεχομένως ενανθρακωμένης, επιφανειακής στρώσης, με ταυτόχρονη έκθεση αδρανών μικρού έως μεσαίου μεγέθους (Σχήμα 6.8). Ο σκοπός αυτός πρέπει να επιτευχθεί χωρίς να προκληθούν μικρορωγμές ή άλλες βλάβες στην υποκείμενη στρώση που θα μειώσουν την αντοχή της. Τυχόν μεγάλα κενά, οπές και ρωγμές μεγάλου εύρους πρέπει να πληρωθούν με κατάλληλα κονιάματα ή ρητινένεσις πριν την εφαρμογή της συγκολλητικής ουσίας. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η δημιουργία μίας στρώσης σχετικά ομοιόμορφου πάχους και μεγιστοποιείται η ικανότητα μεταφοράς διατμητικής τάσης. Η διαδικασία προετοιμασίας της επιφάνειας του δομικού στοιχείου συνιστάται να περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:



**Σχήμα 6.8.:** Προετοιμασία επιφάνειας σκυροδέματος. (α) Πριν την επεξεργασία. (β) Μετά την επεξεργασία.

- Απομάκρυνση βλαμμένου σκυροδέματος ή σκυροδέματος που δεν πληροί τις προδιαγραφές και αντικατάσταση με υλικό καλής ποιότητας.

- Απομάκρυνση σκυροδέματος υψηλής περιεκτικότητας σε τσιμέντο κατά προτίμηση με αμμοβολή.
- Απομάκρυνση σκόνης και θραυσμάτων με χρήση πεπιεσμένου αέρα.

Μετά την προεργασία, συνιστάται η καταλληλότητα της επιφάνειας να ελεγχθεί με τη μέθοδο του εξολκέα, όπως περιγράφεται στο κεφάλαιο των μεθόδων διάγνωσης βλαβών. Το χρονικό κενό μεταξύ προετοιμασίας της επιφάνειας και επικόλλησης των στρώσεων του σύνθετου υλικού καλό είναι να διατηρείται όσον το δυνατόν μικρότερο, ώστε να προλαμβάνεται περαιτέρω ενανθράκωση του σκυροδέματος.

### **6.6.3 Στάδια Εφαρμογής Σύνθετων Υλικών**

Συνοπτικά, η διαδικασία εφαρμογής σύνθετων υλικών περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια:

- Καθαίρεση του επιχρίσματος.
- Αποκατάσταση των ενδεχόμενων βλαβών με χρήση κατάλληλης μεθόδου.
- Προετοιμασία της επιφάνειας του δομικού στοιχείου (εξομάλυνση της επιφάνειας, λάξευση γωνιών, κτλ.).
- Επάλειψη της επιφάνειας του δομικού στοιχείου με εποξική ρητίνη ή άλλη κατάλληλη συγκολλητική ουσία.
- Τοποθέτηση της πρώτης στρώσης του ινοπλισμένου πολυμερούς στην επιφάνεια του δομικού στοιχείου. Συνιστάται η πλήρης επαφή του σύνθετου υλικού με την επιφάνεια του δομικού στοιχείου. Στην περίπτωση χρήσης υλικών τύπου ελάσματος χρησιμοποιείται μόνο μία στρώση.
- Τοποθέτηση ειδικών αγκυριών όπου απαιτείται (τοιχεία, άνω παρειές δοκών, κτλ.).
- Τοποθέτηση επιπλέον στρώσεων σύνθετου υλικού σύμφωνα με τη μελέτη επισκευής / ενίσχυσης.
- Μετά τη σκλήρυνση του συστήματος (περίπου μετά από 24 ώρες), εφαρμογή επιχρίσματος και βαφή της επιφάνειας του δομικού στοιχείου με βάση αρχιτεκτονικές και αισθητικές απαιτήσεις.

### **6.7 Αρχές σχεδιασμού συστημάτων επισκευής και ενίσχυσης με σύνθετα υλικά**

Τα σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό της ενίσχυσης τόσο γραμμικών στοιχείων – υποστρωμάτων, τοιχωμάτων και δοκών – όσο και επιφανειακών στοιχείων – πλακών – από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με την εφαρμογή των σύνθετων υλικών μπορεί να

επιτευχθεί σημαντική αύξηση της *καμπτικής* και *διατμητικής αντοχής* των ενισχυόμενων στοιχείων με πρακτικά μηδενική επιβάρυνση του βάρους τους. Ειδικά για την περίπτωση γραμμικών στοιχείων, τα ινοπλισμένα πολυμερή χρησιμοποιούνται επιπλέον για την επιβολή *εξωτερικής περίσφιγξης* στο στοιχείο μέσω της οποίας επιτυγχάνεται αύξηση τόσο της *θλιπτικής αντοχής* του σκυροδέματος όσο και της *πλαστιμότητας* του στοιχείου.

Η διαστασιολόγηση βασίζεται στην ικανοποίηση της συνθήκης συμβιβαστού των παραμορφώσεων μεταξύ σκυροδέματος, υπάρχοντος σιδηροπλισμού και σύνθετου υλικού. Πρέπει να τονιστεί ότι απαραίτητη προϋπόθεση του σχεδιασμού ενίσχυσης με χρήση σύνθετων υλικών είναι ο αποκλεισμός της αποκόλλησης του ινοπλισμένου πολυμερούς από την επιφάνεια του στοιχείου που ενισχύεται κατά την επιβολή των φορτίων.

Στις ενότητες που ακολουθούν περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία σχεδιασμού με χρήση σύνθετων υλικών για αύξηση της *θλιπτικής αντοχής* του σκυροδέματος, *αύξηση της πλαστιμότητας* του στοιχείου, *αύξηση της αντοχής σε τέμνουσα* και *αύξηση της αντοχής σε κάμψη*. Δίνονται χαρακτηριστικά παραδείγματα ώστε να γίνει κατανοητή η μεθοδολογία που αναπτύσσεται.

### **6.7.1 Επιβολή Εξωτερικής Περίσφιγξης με Μανδύα Σύνθετων Υλικών**

Η τεχνική της επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης με τοποθέτηση μανδύων από σύνθετα υλικά εφαρμόζεται κυρίως σε υποστυλώματα κτιρίων και βάθρα γεφυρών. Η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή είναι αποδοτικότερη για στοιχεία κυκλικής και τετραγωνικής διατομής. Για υποστυλώματα με ορθογωνική διατομή, η απόδοση της εφαρμογής περιορίζεται όσο αυξάνεται ο λόγος των πλευρών της διατομής του υποστυλώματος. Προκειμένου να επιτευχθεί πλήρης περίσφιγξη ορθογωνικής διατομής, απαιτείται η τροποποίηση του σχήματος της διατομής, είτε με *λάξευση των γωνιών* της είτε με τοποθέτηση πρόσθετου σκυροδέματος, έτσι ώστε να δημιουργηθεί μία συνεχής καμπύλη επιφάνεια πάνω στην οποία θα τοποθετηθεί ο μανδύας. Τα σύνθετα υλικά που χρησιμοποιούνται για την εφαρμογή της περίσφιγξης μπορεί να έχουν μία από τις ακόλουθες μορφές:

- Ολόσωμοι μανδύες που αποτελούνται από στρώσεις ινοπλισμένων πολυμερών, οι οποίοι επικολλούνται εξωτερικά σε όλο το ύψος του προς ενίσχυση στοιχείου.
- Μανδύες περιορισμένου ύψους ('κολάρα') που αποτελούνται από μεμονωμένες λωρίδες ινοπλισμένων πολυμερών.
- Προεντεταμένοι μανδύες περιορισμένου ύψους από ινοπλισμένα πολυμερή με μορφή ταινιών 'πακεταρίσματος'.

- Ινοπλισμένα πολυμερή με μορφή σπειροειδούς οπλισμού, ο οποίος περιελίσσεται στην εξωτερική επιφάνεια του προς ενίσχυση στοιχείου κατ' αντιστοιχία με το συνήθη σπειροειδή σιδηροπλισμό που χρησιμοποιείται για την όπλιση του στοιχείου.

Μέσω της εξωτερικής περίσφιγξης που επιβάλλει ο μανδύας σύνθετων υλικών, εισάγεται τριαξονική θλίψη στο σκυροδέμα και έτσι επιτυγχάνεται αύξηση τόσο της θλιπτικής του αντοχής του όσο και της πλαστιμότητας του στοιχείου έναντι του πρόσθετου φορτίου που καλείται να αναλάβει μετά την επέμβαση. Επιπλέον με το μανδύα σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή μπορεί να αποτραπεί ο λυγισμός των θλιβομένων ράβδων του διαμήκους οπλισμού του στοιχείου λόγω μεγάλης απόστασης μεταξύ των υπάρχοντων συνδετήρων στις περιοχές σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Τέλος, όταν το διατιθέμενο μήκος υπερκάλυψης των διαμήκων οπλισμών στις περιοχές των ενώσεων δεν είναι επαρκές, είναι δυνατό μέσω της εξωτερικά επιβαλλόμενης περίσφιγξης από το μανδύα σύνθετων υλικών να επιτευχθεί βελτίωση των συνθηκών αγκύρωσης και κατά συνέπεια να μειωθεί ο κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας των ματιζομένων ράβδων οπλισμού του στοιχείου.

#### 6.7.1.1 Αύξηση Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος

Όπως προαναφέρθηκε, οι μανδύες σύνθετων υλικών τοποθετούνται στις εξωτερικές επιφάνειες υποστυλωμάτων για να αυξήσουν τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος. Η αύξηση της θλιπτικής αντοχής επιτυγχάνεται με μανδύες ινοπλισμένων πολυμερών, των οποίων οι ίνες είναι προσανατολισμένες κάθετα στον άξονα του στοιχείου.

**(α) Κυκλική Διατομή.** Η αυξημένη λόγω εξωτερικής περίσφιγξης από το μανδύα σύνθετου υλικού θλιπτική αντοχή  $f_{cc}$  του σκυροδέματος κυκλικής διατομής διαμέτρου  $D$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$f_{cc} = f_{co} [2.25 (1 + 7.94 f_i / f_{co})^{1/2} - 2 f_i / f_{co} - 1.25] \quad (6.6)$$

με

$$f_i = 0.26 \rho_{sj} f_{uj} \quad (6.7)$$

όπου  $f_{co}$  είναι η θλιπτική αντοχή του υπάρχοντος σκυροδέματος,  $f_i$  η τάση περίσφιγξης,  $f_{uj}$  η μέγιστη εφελκυστική τάση του μανδύα σύνθετου υλικού και  $\rho_{sj}$  το γεωμετρικό ποσοστό περίσφιγξης σκυροδέματος από το μανδύα σύνθετου υλικού. Το  $\rho_{sj}$  δίνεται από τη σχέση

\* Υπάρχουν και άλλες δόκιμες σχέσεις στη βιβλιογραφία.

$$\rho_{sj} = 4 n t_j / D \quad (6.8)$$

όπου  $n$  είναι ο αριθμός των στρώσεων του μανδύα σύνθετου υλικού και  $t_j$  το πάχος μίας στρώσης.

**(β) Ορθογωνική Διατομή.** Η αυξημένη λόγω μανδύα σύνθετων υλικών θλιπτική αντοχή  $f_{cc}$  του σκυροδέματος ορθογωνικής διατομής διαστάσεων  $b \times d$  υπολογίζεται από τη σχέση

$$f_{cc} = f_{co} (1 + 1.5 \rho_{sj}) \quad (6.9)$$

όπου  $f_{co}$  είναι η θλιπτική αντοχή του υπάρχοντος σκυροδέματος και  $\rho_{sj}$  το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης σκυροδέματος από το μανδύα σύνθετου υλικού, το οποίο δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\rho_{sj} = 2 n t_j (b + d) / (b d) \quad (6.10)$$

όπου  $n$  είναι ο αριθμός των στρώσεων του μανδύα σύνθετου υλικού και  $t_j$  το πάχος μίας στρώσης.

#### 6.7.1.2 Αύξηση Πλαστιμότητας

Για την αύξηση της πλαστιμότητας υποστυλωμάτων κυκλικής και ορθογωνικής διατομής χρησιμοποιούμε σύνθετα υλικά με προσανατολισμό των κυρίων ινών τους κάθετα στον άξονα του στοιχείου. Όπως προαναφέρθηκε, η αύξηση της πλαστιμότητας επιτυγχάνεται με την ανάπτυξη τριαξονικής θλίψης που αναπτύσσεται στο σκυρόδεμα της διατομής με περίσφιγξη. Προκειμένου να επιτευχθεί η μέγιστη δυνατή αύξηση της πλαστιμότητας, ενδείκνυται να λαξεύονται οι γωνίες των ορθογωνικών διατομών με ακτίνα όχι μικρότερη από 2 cm, πριν την τοποθέτηση του μανδύα ινοπλισμένου πολυμερούς.\*

---

\*Όσον αφορά στα βάθρα γεφυρών, για την ικανοποίηση των 'Οδηγιών για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών' (Εγκύκλιος Ε. 39/99), ο αριθμός των απαιτούμενων στρώσεων μανδύα σύνθετων υλικών για την περίσφιγξη των κρίσιμων περιοχών του ενισχυόμενου στοιχείου, δηλαδή των περιοχών που αναμένεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, πρέπει να εφαρμόζεται σε μήκος μεγαλύτερο από τα ακόλουθα:

- Το ύψος της διατομής κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση.
- Το μήκος από το άκρο του στοιχείου (θέση μέγιστης ροπής) μέχρι το σημείο όπου η ροπή γίνεται ίση με το 80% της μέγιστης.

Όταν η τιμή της ανηγμένης αξονικής που ασκείται στο στοιχείο είναι μεγαλύτερη του 0.30, τότε το μήκος περίσφιγξης πρέπει να αυξάνεται κατά 50%. Επίσης, το απαιτούμενο πάχος του μανδύα ινοπλισμένου πολυμερούς συνιστάται να αυξάνεται κατά 33% για πρόσθετη προστασία των θλιβομένων ράβδων του διαμήκους οπλισμού από λυγισμό.

Με τη χρήση μανδύα σύνθετων υλικών αυξάνεται στην απαιτούμενη τιμή της τόσο η γενική πλαστιμότητα μετακίνησης του φορέα  $\mu_d$  όσο και η τοπική πλαστιμότητα καμπυλότητας  $\mu_c$  στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων των επιμέρους στοιχείων που ενισχύονται. Η ύπαρξη επαρκούς πλαστιμότητας καμπυλότητας στις θέσεις που αναμένεται ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων είναι αναγκαία, έτσι ώστε να επιτρέψει τη μετακίνηση του φορέα που αντιστοιχεί στη γενική πλαστιμότητα μετακίνησης του συστήματος.

Η τοπική πλαστιμότητα καμπυλότητας  $\mu_c$  της διατομής της πλαστικής άρθρωσης συνδέεται με την πλαστιμότητα μετακίνησης του στοιχείου  $\mu_{cd}$  μέσω της σχέσης

$$\mu_c = 1 + \frac{\mu_{cd} - 1}{3(l_p/l)[1 - 0.5(l_p/l)]} \quad (6.11)$$

όπου  $l_p$  είναι το θεωρητικό μήκος της πλαστικής άρθρωσης και  $l$  το μήκος στοιχείου μορφής προβόλου πλήρως πακτωμένου στο έδαφος, στην παραμόρφωση του οποίου οφείλεται η μετακίνηση του φορέα. Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης σε διατομές οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να υπολογιστεί από την προσεγγιστική σχέση

$$l_p = 0.08 l + 0.022 d_s f_y \quad (6.12)$$

όπου  $d_s$  και  $f_y$  είναι η διάμετρος και το όριο διαρροής του διαμήκους οπλισμού σε m και MPa, αντίστοιχα.

Από ανάλυση ρομών-καμπυλοτήτων προκύπτει η καμπυλότητα διαρροής της διατομής της πλαστικής άρθρωσης  $\varphi_y$ . Η καμπυλότητα κατά την αστοχία της διατομής  $\varphi_u$  δίνεται από τη σχέση

$$\varphi_u = \mu_c \varphi_y \quad (6.13)$$

Η αυξημένη παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος  $\varepsilon_{cu}$  συνδέεται με την καμπυλότητα  $\varphi_u$  και το μήκος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής κατά την αστοχία  $c_u$  μέσω της σχέσης

$$\varepsilon_{cu} = \varphi_u c_u \quad (6.14)$$



**(α) Κυκλική Διατομή.** Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης  $\rho_{sj}$  από το μανδύα σύνθετων υλικών που προστίθεται για την ενίσχυση υποστυλώματος κυκλικής διατομής διαμέτρου  $D$  είναι \*

$$\rho_{sj} = 0.4 (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}) f_{cc} / (f_{uj} \varepsilon_{uj}) \quad (6.15)$$

όπου  $\varepsilon_{co}$  είναι η αρχική θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος,  $f_{cc}$  η αυξημένη λόγω μανδύα σύνθετων υλικών θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος,  $f_{uj}$  η μέγιστη εφελκυστική τάση του μανδύα σύνθετων υλικών και  $\varepsilon_{uj}$  η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του μανδύα σύνθετων υλικών. Αν αγνοηθεί η περίσφιγξη λόγω συνδετήρων, η αρχική θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος λαμβάνεται  $\varepsilon_{co} = 0.0035$ . Με θεώρηση περισφιγμένου σκυροδέματος η θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας αυξάνεται σε

$$\varepsilon_{co} = 0.0035 + 0.10 \alpha \omega_{wd} \quad (6.16)$$

όπου  $\omega_{wd}$  είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των υφιστάμενων συνδετήρων.

Το απαιτούμενο πάχος  $t_f$  του μανδύα σύνθετων υλικών, το αυξημένο πάχος  $t_f'$  λόγω πρόσθετης προστασίας των ράβδων του διαμήκους οπλισμού από λυγισμό και ο τελικός αριθμός των στρώσεων  $n$  του σύνθετου υλικού δίνονται αντίστοιχα από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$t_f = \rho_{sj} D / 4 \quad (6.17)$$

$$t_f' = 1.33 t_f \quad (6.18)$$

$$n = t_f' / t_j \quad (6.19)$$

όπου  $t_j$  είναι το πάχος μίας στρώσης σύνθετου υλικού.

**(β) Ορθογωνική Διατομή.** Κατ' αντιστοιχία με την περίπτωση της κυκλικής διατομής, το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης  $\rho_{sj}$  από το μανδύα σύνθετων υλικών που προστίθεται για την ενίσχυση υποστυλώματος ορθογωνικής διατομής διαστάσεων  $b \times d$  υπολογίζεται από τη σχέση \*

$$\rho_{sj} = 0.8 (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}) f_{cc} / (f_{uj} \varepsilon_{uj}) \quad (6.20)$$

---

\* Δόκιμη σχέση από τη βιβλιογραφία.

όπου  $\varepsilon_{co}$  είναι η αρχική θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος,  $f_{cc}$  η αυξημένη λόγω μανδύα σύνθετων υλικών θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος,  $f_{ij}$  η μέγιστη εφελκυστική τάση του μανδύα σύνθετων υλικών και  $\varepsilon_{ij}$  η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του μανδύα σύνθετων υλικών.

Επίσης, το απαιτούμενο πάχος  $t_f$  του μανδύα σύνθετων υλικών, το αυξημένο πάχος  $t_f'$  λόγω πρόσθετης προστασίας των θλιβομένων ράβδων του διαμήκους οπλισμού από λυγισμό και ο τελικός αριθμός των στρώσεων  $n$  του σύνθετου υλικού υπολογίζονται ως εξής

$$t_f = 0.5 \rho_{sj} (b d) / (b + d) \quad (6.21)$$

$$t_f' = 1.33 t_f \quad (6.22)$$

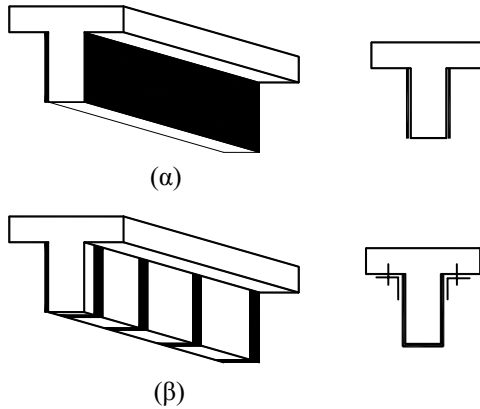
$$n = t_f' / t_j \quad (6.23)$$

όπου  $t_j$  είναι το πάχος μίας στρώσης σύνθετου υλικού.

### 6.7.2 Αύξηση Αντοχής σε Τέμνουσα

Η διατμητική αντοχή δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, μπορεί να αυξηθεί με μανδύες σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή, οι οποίοι επικολλούνται εξωτερικά στα στοιχεία και παραλαμβάνουν τέμνουσα δύναμη κατ' αντιστοιχία με το συμβατικό οπλισμό διάτμησης. Τα σύνθετα υλικά που χρησιμοποιούνται για ενίσχυση σε διάτμηση μπορεί να έχουν, είτε τη μορφή ολόσωμων μανδύων που αποτελούνται από επικολλητές στρώσεις ινοπλισμένων πολυμερών είτε τη μορφή μανδύων περιορισμένου ύψους ('κολάρα') που αποτελούνται από λωρίδες ινοπλισμένων πολυμερών. Στο Σχήμα 6.9 φαίνεται η εφαρμογή των παραπάνω μεθόδων ενίσχυσης στην περίπτωση δοκών. Για την περίπτωση ενίσχυσης υποστυλωμάτων σε διάτμηση, η τοποθέτηση των ινοπλισμένων πολυμερών εφαρμόζεται όπως για την περίπτωση της επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης που περιγράφεται στην §6.7.1. Οι ίνες του πολυμερούς είναι κατά κανόνα κάθετες στον άξονα του στοιχείου.

Πρέπει να τονιστεί ότι, στην περίπτωση που ο μανδύας από σύνθετο υλικό δεν είναι δυνατό να περιβάλλει πλήρως τη διατομή του στοιχείου (π.χ. περίπτωση ενίσχυσης πλακοδοκού), ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην όσο το δυνατόν καλύτερη αγκύρωση των στρώσεων του σύνθετου υλικού στο υπάρχον στοιχείο (Σχήμα 6.10). Στην περίπτωση ορθογωνικών διατομών, συνιστάται επίσης η λάξευση των γωνιών τους πριν την τοποθέτηση των στρώσεων του μανδύα, όπως καθορίζουν οι κατασκευαστικές διατάξεις.



Σχήμα 6.9.: Ενίσχυση δοκών σε διάτμηση με μανδύα σύνθετων υλικών. (α) Ολόσωμοι μανδύες. (β) ‘Κολάρα’.



Σχήμα 6.10.: Αγκύρωση μανδύα σύνθετου υλικού για ενίσχυση πλακοδοκού.

Όσον αφορά στο σχεδιασμό του μανδύα σύνθετων υλικών, θεωρούμε ότι αυτός συμπεριφέρεται σαν πρόσθετος οπλισμός διάτμησης, ενώ δεν συνεισφέρει στην αντοχή της διατομής λόγω λοξής θλίψης κορμού. Για το λόγο αυτό, η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω λοξής θλίψης κορμού  $V_{Rd2}$  λαμβάνεται ίση με αυτήν του στοιχείου πριν την επέμβαση. Η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω οπλισμού διάτμησης  $V_{Rd3}$  υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd,wp} + V_{sj} \quad (6.24)$$

όπου  $V_{cd}$  και  $V_{wd,wp}$  είναι η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα και τον υπάρχοντα οπλισμό διάτμησης, αντίστοιχα, ενώ  $V_{sj}$  είναι η πρόσθετη τέμνουσα που παραλαμβάνει ο μανδύας σύνθετων υλικών.

**(α) Κυκλική Διατομή.** Η τέμνουσα δύναμη  $V_{sj}$  που παραλαμβάνεται από το μανδύα σύνθετου υλικού, ο οποίος χρησιμοποιείται για την ενίσχυση στοιχείου κυκλικής διατομής διαμέτρου  $D$ , δίνεται από τη σχέση

$$V_{sj} = 0.5 \sigma_{wd} \rho_w \frac{\pi D^2}{4} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin^2 \alpha \quad (6.25)$$

όπου  $\sigma_{wd}$  και  $\rho_w$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης και το ογκομετρικό ποσοστό του μανδύα σύνθετου υλικού, αντίστοιχα,  $\theta$  είναι η γωνία κλίσης των θλιβομένων διαγωνίων του σκυροδέματος και  $\alpha$  η γωνία κλίσης των κυρίων ινών του πολυμερούς ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου.

Το ογκομετρικό ποσοστό  $\rho_w$  του μανδύα σύνθετου υλικού είναι ίσο με

$$\rho_w = 4 n t_j / D \sin\alpha \quad (6.26)$$

όπου  $n$  είναι ο αριθμός των στρώσεων του μανδύα από πολυμερές και  $t_j$  το πάχος μίας στρώσης.

Θεωρώντας  $\theta = 45^\circ$  και  $\alpha = 90^\circ$  η σχέση (6.25) απλοποιείται ως εξής

$$V_{sj} = 0.5 \sigma_{wd} n t_j \pi D \quad (6.27)$$

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης  $\sigma_{wd}$  του μανδύα σύνθετου υλικού μπορεί να ληφθεί από την παρακάτω σχέση:

$$\sigma_{wd} = \varepsilon_{max} E_f / \gamma_{fl} \quad (6.28)$$

όπου  $\varepsilon_{max} = 0.006$  είναι η μέγιστη παραμόρφωση του σύνθετου υλικού,  $E_f$  το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού στην κατεύθυνση των κυρίων ινών, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{fl}$  λαμβάνεται ίσος με 1.25.

**(β) Ορθογωνική Διατομή.** Στην περίπτωση στοιχείου ορθογωνικής διατομής με πλάτος  $b_w$  και ύψος  $h$ , η τέμνουσα δύναμη  $V_{sj}$  που παραλαμβάνεται από το μανδύα σύνθετου υλικού υπολογίζεται από τη σχέση

$$V_{sj} = \sigma_{wd} \rho_w b_w (0.9 h) (\cot\theta + \cot\alpha) \sin^2 \alpha \quad (6.29)$$

όπου  $\sigma_{wd}$  και  $\rho_w$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης και το γεωμετρικό ποσοστό του μανδύα σύνθετου υλικού, αντίστοιχα,  $\theta$  είναι η

γωνία κλίσης των θλιβομένων διαγωνίων του σκυροδέματος και  $\alpha$  η γωνία κλίσης των κυρίων ινών του σύνθετου υλικού ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου. Στη γενική περίπτωση που  $\theta = 45^\circ$  και  $\alpha = 90^\circ$ , η σχέση (6.29) παίρνει τη μορφή

$$V_{sj} = 0.9 \sigma_{wd} \rho_w b_w h \quad (6.30)$$

Για τον υπολογισμό της τιμής σχεδιασμού της ενεργού τάσης  $\sigma_{wd}$  του μανδύα σύνθετου υλικού χρησιμοποιούμε την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma_{wd} = \varepsilon_{fd,e} E_f \quad (6.31)$$

όπου  $E_f$  είναι το μέτρο ελαστικότητας στην κατεύθυνση των κυρίων ινών και  $\varepsilon_{fd,e}$  η τιμή σχεδιασμού της ενεργού παραμόρφωσης του ινοπλισμένου πολυμερούς. Η  $\varepsilon_{fd,e}$  εξαρτάται από τον τύπο του μανδύα σύνθετου υλικού. Για μανδύες κλειστού τύπου η  $\varepsilon_{fd,e}$  μπορεί να υπολογιστεί ως εξής

$$\varepsilon_{fd,e} = \min [0.17 \varepsilon_{fud} (f_{cm}^{2/3} / E_f \rho_w)^{0.30}, 0.006 / \gamma_{fl}] \quad (6.32)$$

όπου  $f_{cm} = f_{ck} + 8$  η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος. Αντίστοιχα, για ανοικτούς μανδύες

$$\varepsilon_{fd,e} = \min [0.17 \varepsilon_{fud} (f_{cm}^{2/3} / E_f \rho_w)^{0.30}, 0.65 \times 10^{-3} / \gamma_{fb}, (f_{cm}^{2/3} / E_f \rho_w)^{0.56}, 0.006 / \gamma_{fl}] \quad (6.33)$$

Στις σχέσεις (6.32) και (6.33) με  $f_{cm}$  συμβολίζουμε τη μέση θλιπτική τάση του σκυροδέματος σε MPa, το  $E_f$  λαμβάνεται σε GPa, ενώ οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_{fl}$  και  $\gamma_{fb}$  παίρνουν τις τιμές 1.25 και 1.30, αντίστοιχα. Επίσης,  $\varepsilon_{fud}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της παραμόρφωσης θραύσης του ινοπλισμένου πολυμερούς, η οποία δίνεται από τη σχέση

$$\varepsilon_{fud} = \varepsilon_{fuk} / \gamma_f \quad (6.34)$$

όπου  $\varepsilon_{fuk}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της παραμόρφωσης θραύσης του σύνθετου υλικού, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_f$  λαμβάνει την τιμή 1.20, 1.25 και 1.30 για ίνες υάλου, πολυαραμίδης και άνθρακα, αντίστοιχα.

Το γεωμετρικό ποσοστό  $\rho_w$  του μανδύα σύνθετου υλικού υπολογίζεται από τη σχέση

$$\rho_w = 2 n t_j / b_w \sin \alpha \quad (6.35)$$

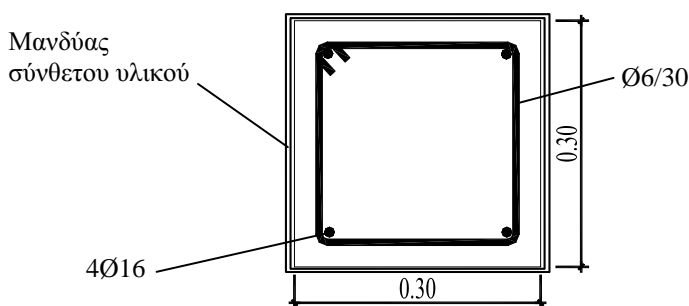
όπου  $n$  είναι ο αριθμός των στρώσεων του μανδύα και  $t_j$  το πάχος μίας στρώσης.

Εάν οι ίνες του πολυμερούς είναι κάθετες στον άξονα του στοιχείου, τότε  $\alpha = 90^\circ$  οπότε η σχέση (6.30) απλοποιείται ως εξής

$$V_{sj} = 1.8 n t_j h \varepsilon_{fd,e} E_f \quad (6.36)$$

### 6.7.3 Παράδειγμα Ενίσχυσης Υποστυλώματος με Μανδύα Σύνθετων Υλικών

Θεωρούμε υποστύλωμα ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 30 cm x 30 cm, το οποίο πρόκειται να ενισχυθεί με μανδύα σύνθετου υλικού είτε από υαλονήματα είτε από ανθρακονήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11, το υποστύλωμα έχει διαμήκη οπλισμό 4Ø16. Ο υπάρχων οπλισμός περισφιγής του υποστυλώματος αποτελείται από συνδετήρες Ø6/30 και η επικάλυψη του σκυροδέματος είναι  $c = 2$  cm. Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C12/15 και του χάλυβα S400. Το πάχος μίας στρώσης υαλονημάτων και μίας στρώσης ανθρακονημάτων είναι  $t_j = 1.0$  mm και  $t_j = 0.6$  mm, αντίστοιχα. Επίσης, το μέτρο ελαστικότητας στην κατεύθυνση των κυρίων ινών για το μανδύα υαλονημάτων είναι  $E_f = 70$  GPa και για το μανδύα ανθρακονημάτων  $E_f = 200$  GPa. Τέλος η χαρακτηριστική τιμή της παραμόρφωσης θραύσης είναι  $\varepsilon_{fuk} = 0.01$  και  $\varepsilon_{fuk} = 0.008$  για το μανδύα υαλονημάτων και ανθρακονημάτων, αντίστοιχα. Ζητείται να υπολογιστεί ο αριθμός των στρώσεων του μανδύα σύνθετου υλικού που απαιτούνται σε κάθε περίπτωση ώστε να επιτευχθεί αύξηση της διατμητικής αντοχής του υποστυλώματος που θα εξασφαλιζόταν με συνδετήρες Ø8/10. Επίσης να υπολογιστεί η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και της πλαστιμότητας του στοιχείου λόγω του μανδύα σύνθετων υλικών. Το αξονικό θλιπτικό φορτίο που καταπονεί τη διατομή είναι  $N_{sd} = 400$  kN.



Σχήμα 6.11.: Διαστάσεις υποστυλώματος ενισχυμένου με μανδύα σύνθετου υλικού.

## 1. Αύξηση διατμητικής αντοχής υποστυλώματος

Δεδομένου ότι η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα  $V_{cd}$  είναι η ίδια τόσο για την αρχική όσο και για την ενισχυμένη διατομή, η πρόσθετη τέμνουσα που θα παραλάβει ο μανδύας σύνθετων υλικών  $V_{sj}$  θα προκύψει ως η διαφορά της τέμνουσας  $V_{wd,επ} - V_{wd,υπ}$  που παραλαμβάνει ο επιθυμητός και ο υπάρχων οπλισμός διάτμησης, δηλαδή οι συνδετήρες  $\varnothing 8/10$  και  $\varnothing 6/30$ , αντίστοιχα.

Σύμφωνα με τη σχέση (11.11) του ΕΚΩΣ 2000, η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από τον οπλισμό διάτμησης της διατομής είναι

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.90 d f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.37)$$

όπου  $A_{sw}$  είναι η διατομή του οπλισμού διάτμησης,  $s$  η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων,  $d$  το στατικό ύψος της διατομής,  $f_{ywd}$  η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του χάλυβα των συνδετήρων και  $\alpha$  η γωνία κλίσης του οπλισμού διάτμησης.

Για τους συνδετήρες  $\varnothing 8/10$ ,  $d = 30 - 2 - 0.8 - 1.6 / 2 = 26.4$  cm οπότε αντικαθιστώντας στη σχέση (6.37) έχουμε

$$\begin{aligned} V_{wd,επ} &= \frac{2 \times 0.50}{10} \times 0.90 \times 26.4 \times \frac{40}{1.15} (1 + \cot 90^\circ) \sin 90^\circ = \\ &= 82.64 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ομοίως, για τους συνδετήρες  $\varnothing 6/30$ ,  $d = 30 - 2 - 0.6 - 1.6 / 2 = 26.6$  cm οπότε

$$\begin{aligned} V_{wd,υπ} &= \frac{2 \times 0.28}{30} \times 0.90 \times 26.6 \times \frac{40}{1.15} (1 + \cot 90^\circ) \sin 90^\circ = \\ &= 15.54 \text{ kN} \end{aligned}$$

Επομένως, η τέμνουσα που πρέπει να παραλάβει ο μανδύας σύνθετων υλικών είναι

$$V_{sj} = V_{wd,επ} - V_{wd,υπ} = 82.64 - 15.54 = 69.10 \text{ kN}$$

Θεωρώντας  $\theta = 45^\circ$  και  $\alpha = 90^\circ$ , η  $V_{sj}$  δίνεται από τη σχέση (6.36). Επιλύοντας ως προς τον αριθμό των στρώσεων του μανδύα σύνθετου υλικού  $n$  έχουμε

$$n = \frac{V_{sj}}{1.8 t_j h \varepsilon_{fd,e} E_f}$$

**(α) Μανδύας Υαλονημάτων.** Η τιμή σχεδιασμού για μανδύα κλειστού τύπου  $\varepsilon_{fd,e}$  δίνεται από τη σχέση (6.32). Δεδομένου ότι για τον υπολογισμό της  $\varepsilon_{fd,e}$  πρέπει να είναι γνωστό το γεωμετρικό ποσοστό του μανδύα σύνθετων υλικών  $\rho_w$ , το οποίο σύμφωνα με τη σχέση (6.35) είναι συνάρτηση του αριθμού των στρώσεων  $n$ , απαιτείται επαναληπτική διαδικασία. Για μία στρώση μανδύα υαλονημάτων έχουμε

$$\rho_w = 2 n t_j / b_w \sin \alpha = (2 \times 1 \times 0.1) / (30 \times \sin 90^\circ) = 0.0067$$

$$\varepsilon_{fud} = \varepsilon_{fuk} / \gamma_f = 0.01 / 1.20 = 0.0083$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{fd,e} &= \min [0.17 \varepsilon_{fud} (f_{cm}^{2/3} / E_f \rho_w)^{0.30}, 0.006 / \gamma_{fl}] = \\ &= \min [0.17 \times 0.0083 \times (20^{2/3} / 70 \times 0.0067)^{0.30}, 0.006 / 1.25] = \\ &= \min [0.0032, 0.0048] = 0.0032 \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_{sj}}{1.8 t_j h \varepsilon_{fd,e} E_f} = \frac{67.10}{1.8 \times 0.1 \times 30 \times 0.0032 \times 7000} = 0.55 \approx 1$$

Επομένως μία στρώση μανδύα υαλονημάτων είναι επαρκής για την αύξηση της διατμητικής αντοχής του υποστρώματος. Παρόλ' αυτά, συνιστάται να χρησιμοποιηθούν δύο στρώσεις για πρόσθετη προστασία των θλιβομένων ράβδων του διαμήκους οπλισμού από λυγισμό.

**(β) Μανδύας Ανθρακονημάτων.** Όμοια με την επαναληπτική διαδικασία για το μανδύα υαλονημάτων, για μία στρώση μανδύα ανθρακονημάτων έχουμε

$$\rho_w = 2 n t_j / b_w \sin \alpha = (2 \times 1 \times 0.06) / (30 \times \sin 90^\circ) = 0.004$$

$$\varepsilon_{fud} = \varepsilon_{fuk} / \gamma_f = 0.008 / 1.30 = 0.0062$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{fd,e} &= \min [0.17 \varepsilon_{fud} (f_{cm}^{2/3} / E_f \rho_w)^{0.30}, 0.006 / \gamma_{fl}] = \\ &= \min [0.17 \times 0.0062 \times (20^{2/3} / 200 \times 0.004)^{0.30}, 0.006 / 1.25] = \\ &= \min [0.0020, 0.0048] = 0.0020 \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_{sj}}{1.8 t_j h \varepsilon_{fd,e} E_f} = \frac{67.10}{1.8 \times 0.06 \times 30 \times 0.0020 \times 20000} = 0.52 \approx 1$$



Επομένως μία στρώση μανδύα ανθρακονημάτων είναι επαρκής για την αύξηση της διατμητικής αντοχής του υποστυλώματος. Παρόλ' αυτά, όπως και στην περίπτωση του μανδύα υαλονημάτων, θα χρησιμοποιηθούν δύο στρώσεις μανδύα.

## 2. Αύξηση θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος

Σύμφωνα με την §18.4.4.2 του ΕΚΩΣ 2000, το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης για το τετραγωνικό υποστύλωμα του παραδείγματος δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\omega_{wd} = \frac{4 A_{sw}}{s b_o} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.38)$$

όπου  $A_{sw}$  είναι το εμβαδόν της διατομής του συνδετήρα,  $s$  η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων και  $b_o$  το πλάτος της διατομής του πυρήνα, αντίστοιχα. Πρέπει να σημειωθεί ότι το  $b_o$  μετράται στα κέντρα των διαμήκων ράβδων.

Επομένως, για τους συνδετήρες Ø8/10 είναι

$$b_o = 30 - 2 \times 2 - 2 \times 0.8 - 1.6 = 22.8 \text{ cm}$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση (6.38), το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων Ø8/10 είναι

$$\omega_{wd} = \frac{4 \times 0.50}{10 \times 22.8} \times \frac{400/1.15}{12/1.50} = 0.383 \geq 0.10$$

Αντίστοιχα, για τους συνδετήρες Ø6/30 είναι

$$b_o = 30 - 2 \times 2 - 2 \times 0.6 - 1.6 = 23.2 \text{ cm}$$

Το υπάρχον μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων Ø6/30 είναι

$$\omega_{wd} = \frac{4 \times 0.28}{30 \times 23.2} \times \frac{400/1.15}{12/1.50} = 0.071$$

Βάσει πειραματικών αποτελεσμάτων από τη βιβλιογραφία, η θλιπτική αντοχή  $f_{cc}'$  του περισφιγμένου από κλειστούς συνδετήρες σκυροδέματος υπολογίζεται από τις σχέσεις

$$f_{cc}' = (1 + 2.5 \alpha \omega_{wd}) f_c \quad \alpha \omega_{wd} < 0.10 \quad (6.39)$$

$$f_{cc}' = (1.125 + 1.25 \alpha \omega_{wd}) f_c \quad \alpha \omega_{wd} > 0.10 \quad (6.40)$$

όπου  $\alpha$  είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης που εξαρτάται από τη διάταξη και την απόσταση των συνδετήρων και  $f_c$  η θλιπτική αντοχή του απερίσφιγτου σκυροδέματος. Σύμφωνα με την §18.4.4.2 του ΕΚΩΣ 2000, για ορθογωνικά υποστυλώματα ο συντελεστής  $\alpha$  υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = (1 - 8 / 3 n) (1 - s' / 2 b_o)^2 \quad (6.41)$$

όπου  $s'$  είναι η καθαρή ελεύθερη απόσταση μεταξύ των συνδετήρων.

Για τους συνδετήρες  $\varnothing 8/10$ ,  $s' = 10 - 2 \times 0.4 = 9.2$  cm οπότε

$$\alpha = (1 - 8 / 3 \times 4) \times (1 - 9.2 / 2 \times 22.8)^2 = 0.333 \times 0.637 = 0.212$$

Επομένως

$$\alpha \omega_{wd} = 0.212 \times 0.383 = 0.0814 < 0.10$$

οπότε, σύμφωνα με τη σχέση (6.39) έχουμε

$$f_{cc}' = (1 + 2.5 \times 0.0814) f_c = 1.204 f_c$$

Για τους υπάρχοντες συνδετήρες  $\varnothing 6/30$ ,  $s' = 30 - 2 \times 0.3 = 29.4$  cm οπότε

$$\alpha = (1 - 8 / 3 \times 4) \times (1 - 29.4 / 2 \times 23.2)^2 = 0.333 \times 0.134 = 0.045$$

Επομένως

$$\alpha \omega_{wd} = 0.045 \times 0.071 = 0.0032 < 0.10$$

οπότε, σύμφωνα με τη σχέση (6.39) έχουμε

$$f_{cc}' = (1 + 2.5 \times 0.0032) f_c = 1.008 f_c$$

**(α) Μανδύας Υαλονημάτων.** Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης του σκυροδέματος από το μανδύα σύνθετου υλικού που αποτελείται από δύο στρώσεις ινών υάλου δίνεται από τη σχέση (6.10)

$$\begin{aligned}\rho_{sj} &= 2 n t_j (b + d) / (b d) = \\ &= 2 \times 2 \times 0.1 \times (30 + 30) / (30 \times 30) = 0.026\end{aligned}$$

Επομένως, σύμφωνα με τη σχέση (6.9) η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος λόγω του μανδύα των υαλονημάτων είναι

$$f_{cc} = f_{co} (1 + 1.5 \rho_{sj}) = 1.040 f_{co} = 1.040 \times 1.008 f_c = 1.048 f_c$$

Άρα, η συνολική αύξηση που παρέχεται στη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος από τους υπάρχοντες συνδετήρες  $\varnothing 6/30$  και τις δύο στρώσεις μανδύα σύνθετου υλικού υαλονημάτων είναι 4.8%.

**(β) Μανδύας Ανθρακονημάτων.** Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης του σκυροδέματος από το μανδύα δύο στρώσεων ανθρακονημάτων είναι

$$\begin{aligned}\rho_{sj} &= 2 n t_j (b + d) / (b d) = \\ &= 2 \times 2 \times 0.06 \times (30 + 30) / (30 \times 30) = 0.016\end{aligned}$$

Σύμφωνα με τη σχέση (6.9) η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος λόγω του μανδύα των ανθρακονημάτων είναι

$$f_{cc} = f_{co} (1 + 1.5 \rho_{sj}) = 1.024 f_{co} = 1.024 \times 1.008 f_c = 1.032 f_c$$

Επομένως, η συνολική αύξηση που παρέχεται στη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος από τους συνδετήρες  $\varnothing 6/30$  και τις δύο στρώσεις μανδύα σύνθετου υλικού ανθρακονημάτων είναι 3.2%.

Παρατηρούμε ότι και στις δύο περιπτώσεις η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος λόγω του μανδύα σύνθετων υλικών είναι σημαντικά μικρότερη από την αύξηση που επιτυγχάνεται με συνδετήρες  $\varnothing 8/10$  και η οποία είναι περίπου 20% ( $f_{cc}' = 1.204 f_c$ ). Είναι χαρακτηριστικό ότι για να επιτευχθεί μία τέτοια αύξηση, απαιτούνται είτε δέκα στρώσεις μανδύα υαλονημάτων είτε δεκαέξι στρώσεις μανδύα ανθρακονημάτων. Επειδή ο παραπάνω αριθμός στρώσεων είναι μη ρεαλιστικός, στην πράξη δεν θα επιδιώκαμε να επιτύχουμε τόσο μεγάλη αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος με μανδύα ινοπλισμένων πολυμερών.

### 3. Αύξηση πλαστιμότητας

Προκειμένου να υπολογιστεί η αύξηση της πλαστιμότητας λόγω του

μανδύα σύνθετων υλικών πρέπει αρχικά να βρεθεί η πλαστιμότητα του υποστυλώματος με τους υπάρχοντες συνδετήρες  $\varnothing 6/30$ .

Η παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος  $\varepsilon_{co}$  λόγω περισφιγξης της διατομής από τους υπάρχοντες συνδετήρες σύμφωνα με τη σχέση (6.16) είναι ίση με

$$\varepsilon_{co} = 0.0035 + 0.10 \alpha \omega_{wd} = 0.0035 + 0.0003 = 0.0038$$

Από υπολογισμό ροπών – καμπυλοτήτων για  $N_{sd} = 400$  kN, προκύπτει η καμπυλότητα διαρροής της διατομής της πλαστικής άρθρωσης του στοιχείου  $\varphi_y = 0.013 \text{ m}^{-1}$ , καθώς και το μήκος της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία  $c_u = 0.238 \text{ m}$ .

Η καμπυλότητα κατά την αστοχία της διατομής  $\varphi_u$  προκύπτει από τη σχέση (6.14) θέτοντας  $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{co}$

$$\varphi_u = \varepsilon_{co} / c_u = 0.0038 / 0.238 = 0.016 \text{ m}^{-1}$$

Επομένως, σύμφωνα με τη σχέση (6.13), η πλαστιμότητα καμπυλότητας  $\mu_c$  της διατομής της πλαστικής άρθρωσης είναι

$$\mu_c = \varphi_u / \varphi_y = 0.016 / 0.013 = 1.24$$

**(α) Μανδύας Υαλονημάτων.** Η αυξημένη παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου από το μανδύα υαλονημάτων σκυροδέματος  $\varepsilon_{cu}$  υπολογίζεται από τη σχέση (6.20) αντικαθιστώντας  $\rho_{sj} = 0.026$ ,  $\varepsilon_{co} = 0.0038$ ,  $f_{cc} = 1.048 f_c = 1.048 \times 12 = 12.58 \text{ MPa}$ ,  $\varepsilon_{uj} = \varepsilon_{fud} = 0.0083$  και  $f_{uj} = \varepsilon_{uj} E_f = 583 \text{ MPa}$

$$\varepsilon_{cu} = \frac{\rho_{sj} f_{uj} \varepsilon_{uj}}{0.8 f_{cc}} + \varepsilon_{co} = \frac{0.026 \times 583 \times 0.0083}{0.8 \times 12.58} + 0.0038 = 0.0167$$

Από ανάλυση ροπών – καμπυλοτήτων προκύπτει  $\varphi_y = 0.013 \text{ m}^{-1}$  και  $c_u = 0.215 \text{ m}$ .

Η καμπυλότητα κατά την αστοχία της διατομής  $\varphi_u$  προκύπτει από τη σχέση (6.14)

$$\varphi_u = \varepsilon_{cu} / c_u = 0.0167 / 0.215 = 0.082 \text{ m}^{-1}$$

Άρα, η πλαστιμότητα καμπυλότητας  $\mu_c$  της διατομής της πλαστικής άρθρωσης από τη σχέση (6.13) είναι

$$\mu_c = \varphi_u / \varphi_y = 0.082 / 0.013 = 6.29$$

Είναι προφανής η ουσιαστική αύξηση της πλαστιμότητας με την προσθήκη των υαλονημάτων.

**(β) Μανδύας Ανθρακονημάτων.** Η αυξημένη παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος  $\varepsilon_{cu}$  υπολογίζεται από τη σχέση (6.20) αντικαθιστώντας  $\rho_{sj} = 0.016$ ,  $\varepsilon_{co} = 0.0038$ ,  $f_{cc} = 1.032 f_c = 1.032 \times 12 = 12.38$  MPa,  $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{fid} = 0.0062$  και  $f_{ij} = \varepsilon_{ij} E_f = 1231$  MPa

$$\varepsilon_{cu} = \frac{\rho_{sj} f_{ij} \varepsilon_{ij}}{0.8 f_{cc}} + \varepsilon_{co} = \frac{0.016 \times 1231 \times 0.0062}{0.8 \times 12.38} + 0.0038 = 0.0160$$

Από ανάλυση ροπών – καμπυλοτήτων προκύπτει  $\varphi_y = 0.013 \text{ m}^{-1}$  και  $c_u = 0.214 \text{ m}$ .

Η καμπυλότητα κατά την αστοχία της διατομής  $\varphi_u$  προκύπτει από τη σχέση (6.14)

$$\varphi_u = \varepsilon_{cu} / c_u = 0.0160 / 0.214 = 0.078 \text{ m}^{-1}$$

Άρα, η πλαστιμότητα καμπυλότητας  $\mu_c$  της διατομής της πλαστικής άρθρωσης είναι

$$\mu_c = \varphi_u / \varphi_y = 0.078 / 0.013 = 6.03$$

Επομένως, όπως και στην περίπτωση των υαλονημάτων παρατηρείται σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας.

#### 6.7.4 Αύξηση Αντοχής σε Κάμψη

Όταν η καμπτική αντοχή ενός δομικού στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι μειωμένη λόγω ανεπαρκούς εφελκόμενου οπλισμού, μπορεί να αυξηθεί με επικόλληση στην κάτω παρειά του ‘υφασμάτων’ από σύνθετο υλικό ινοπλισμένου πολυμερούς. Η μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως για την ενίσχυση πλακών και δοκών.

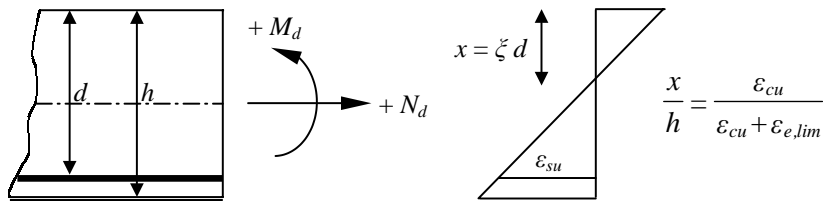
Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι σε περίπτωση αστοχίας του σύνθετου υλικού λόγω μίας τυχηματικής δράσης, όπως π.χ. πυρκαγιάς, το προς ενίσχυση στοιχείο να αναλαμβάνει ασφαλώς τουλάχιστον τα μόνιμα φορτία του. Για το λόγο αυτό συνιστάται να μην αυξάνεται η καμπτική αντοχή του στοιχείου περισσότερο από 50% σε σχέση με την αρχική αντοχή του.

Η σύνδεση του υπάρχοντος στοιχείου με τις στρώσεις του σύνθετου υλικού της ενίσχυσης θεωρείται μονολιθική, με το ινοπλισμένο πολυμερές να συμπεριφέρεται σαν πρόσθετος εξωτερικός οπλισμός. Ο υπολογισμός της

αύξησης της καμπτικής αντοχής του στοιχείου γίνεται με θεώρηση μίας μέγιστης επιτρεπόμενης παραμόρφωσης του σύνθετου υλικού  $\varepsilon_{e,lim}$ , πέρα από την οποία το σύνθετο υλικό αστοχεί με αποκόλληση από την παρειά του ενισχυόμενου στοιχείου. Η  $\varepsilon_{e,lim}$  λαμβάνει τιμές που κυμαίνονται μεταξύ του 33 - 50% της παραμόρφωσης θραύσης του ινοπλισμένου πολυμερούς. Το σύνηθες εύρος των τιμών της  $\varepsilon_{e,lim}$  είναι από 3.5 έως 9%, ενώ μία ενδεικτική τιμή που μπορεί να χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό της ενίσχυσης σε περίπτωση που δεν διαθέτουμε επαρκέστερα στοιχεία είναι  $\varepsilon_{e,lim} = 6\%$ , ανεξάρτητα από το είδος του ινοπλισμένου πολυμερούς.

Προκειμένου να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος ( $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} = 3.5\%$ ), επιλέγουμε τόσες στρώσεις σύνθετου υλικού, ώστε στην οριακή κατάσταση αστοχίας της ενισχυμένης διατομής, η παραμόρφωση του υφιστάμενου εφελκυόμενου οπλισμού να είναι τουλάχιστον ίση με την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα και η παραμόρφωση του ινοπλισμένου πολυμερούς ίση με την  $\varepsilon_{e,lim}$ . Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12, αυτό εξασφαλίζεται όταν  $\xi > \varepsilon_{cu} (h / d) / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{e,lim})$ , όπου  $h$  και  $d$  είναι το γεωμετρικό και το στατικό ύψος της διατομής, αντίστοιχα.

Η αποδοτικότητα της ενίσχυσης της καμπτικής αντοχής με χρήση ‘υφασμάτων’ ινοπλισμένου πολυμερούς, είναι δυνατή μόνο εφόσον έχει εξασφαλιστεί η επάρκεια του μηχανισμού μεταφοράς δυνάμεων στην περιοχή απόληξης του ‘υφάσματος’ μέσω κατάλληλης αγκύρωσης των στρώσεων του σύνθετου υλικού στο υφιστάμενο στοιχείο, η οποία καλό είναι να γίνεται στη θλιβόμενη ζώνη της διατομής. Ενδεχόμενη ανεπάρκεια του μηχανισμού αυτού, μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία του συστήματος της ενίσχυσης με αποκόλληση από το ενισχυόμενο στοιχείο, λόγω υπερβολικής συγκέντρωσης τάσεων στα άκρα του μανδύα σύνθετου υλικού.



Σχήμα 6.12.: Επιθυμητή οριακή κατάσταση αστοχίας ενισχυμένης διατομής.

Οι γενικοί κανόνες που πρέπει να ακολουθούνται προκειμένου να μειωθεί η πιθανότητα αστοχίας της ενίσχυσης είναι οι εξής:

- Είναι προτιμότερο να χρησιμοποιούνται περισσότερες στρώσεις ινοπλισμένου πολυμερούς μικρότερου πάχους αντί για λιγότερες στρώσεις μεγαλύτερου πάχους, αφού έτσι ικανοποιείται ευκολότερα το συμβιβαστό των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική επιβολή τάσεων στο σύνθετο υλικό. Συνιστάται ο αριθμός των στρώσεων να μην υπερβαίνει τις πέντε.
- Δεδομένου ότι τα σύνθετα υλικά διατίθενται κατά κανόνα σε ρολά μεγάλου σχετικά μήκους, συνιστάται να αποφεύγεται η τοποθέτηση επικαλυπτόμενων φύλλων ινοπλισμένου πολυμερούς κατά μήκος του ενισχυόμενου στοιχείου, αλλά να χρησιμοποιούνται ενιαία 'υφάσματα'.
- Προκειμένου να μειωθεί ο κίνδυνος αποκόλλησης του σύνθετου υλικού από το στοιχείο, η απόσταση του 'υφάσματος' από το άκρο της διατομής του ενισχυόμενου στοιχείου δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την επικάλυψη σκυροδέματος της πλησιέστερης προς το άκρο παράλληλης ράβδου σιδηροπλισμού.
- Για την καλύτερη αγκύρωση του ινοπλισμένου πολυμερούς στο στοιχείο μπορούν να χρησιμοποιούνται εγκάρσιες λωρίδες σύνθετου υλικού ή γωνιακά. Αντίθετα, πρέπει να αποφεύγεται η αγκύρωση του υλικού με διάνοιξη οπών, γιατί έτσι μειώνεται σημαντικά η αντοχή στα σημεία αυτά.
- Όταν χρησιμοποιούνται παράλληλα 'κολάρα' σύνθετου υλικού, η απόσταση μεταξύ τους δεν πρέπει να υπερβαίνει το μικρότερο μήκος από το πενταπλάσιο του πάχους του στοιχείου και το 20% της απόστασης μεταξύ των σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών κάμψης κατά μήκος του στοιχείου.

### 6.7.5 Παράδειγμα Ενίσχυσης Πλάκας με Μανδύα Σύνθετων Υλικών

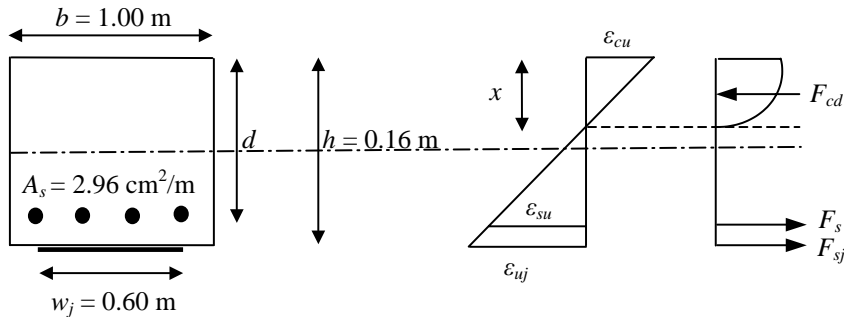
Θεωρούμε πλάκα πάχους  $h = 16$  cm, η οποία ενισχύεται στην κάτω παρειά της με δύο στρώσεις μανδύα σύνθετου υλικού από υαλονήματα (Σχήμα 6.13). Ο μανδύας είναι τοποθετημένος σε λωρίδες (strips) με πλάτος  $w_j = 60$  cm. Ο υπάρχων εφελκόμενος οπλισμός της πλάκας είναι  $\varnothing 8/17$  ( $A_s = 2.96$  cm<sup>2</sup>/m) και η επικάλυψη του σκυροδέματος είναι  $c = 2$  cm. Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C16/20 και του χάλυβα S500. Το μέτρο ελαστικότητας στην κατεύθυνση των κυρίων ιών του σύνθετου υλικού είναι  $E_f = 60$  GPa και το πάχος μίας στρώσης ινοπλισμένου πολυμερούς είναι  $t_j = 0.6$  mm. Επίσης η μέγιστη επιτρεπόμενη παραμόρφωση του σύνθετου υλικού είναι  $\varepsilon_{e,lim} = 7\%$ . Ζητείται να υπολογιστεί η αύξηση της ροπής αντοχής της πλάκας λόγω του μανδύα του σύνθετου υλικού θεωρώντας ότι η καμπτική ροπή λόγω ιδίου βάρους της πλάκας είναι

μικρότερη από τη ροπή ρηγμάτωσης οπότε η αρχική παραμόρφωση λόγω ιδίου βάρους είναι αμελητέα.

Η επίλυση γίνεται με δοκιμές έως ότου ικανοποιηθεί η εξίσωση ισορροπίας των δυνάμεων που ασκούνται στη διατομή

$$F_{cd} = F_s + F_{sj} \quad (6.42)$$

όπου  $F_{cd}$  είναι η θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος,  $F_s$  η εφελκυστική δύναμη του χάλυβα του σιδηροπλισμού και  $F_{sj}$  η εφελκυστική δύναμη του μανδύα σύνθετου υλικού.



**Σχήμα 6.13.:** Οριακή κατάσταση αστοχίας πλάκας ενισχυμένης με δύο στρώσεις μανδύα ινοπλισμένου πολυμερούς.

Η θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος  $F_{cd}$  δίνεται από τη σχέση

$$F_{cd} = \alpha \cdot 0.85 f_{cd} x b \quad (6.43)$$

όπου  $\alpha$  είναι ο συντελεστής πληρώσεως,  $f_{cd}$  η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος,  $x$  το βάθος της θλιβόμενης ζώνης και  $b$  το πλάτος της διατομής της πλάκας. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα θεωρούμε μοναδιαίο πλάτος οπότε  $b = 1.00$  m.

Ο συντελεστής πληρώσεως  $\alpha$  υπολογίζεται ως συνάρτηση της θλιπτικής παραμόρφωσης αστοχίας της άνω παρειάς του σκυροδέματος  $\varepsilon_{cu}$

$$\alpha = \varepsilon_{cu} (6 - \varepsilon_{cu}) / 12 \quad \text{για } \varepsilon_{cu} < 2\text{‰} \quad (6.44)$$

$$\alpha = 3 \varepsilon_{cu} - 2 / 3 \varepsilon_{cu} \quad \text{για } 3.5\text{‰} \geq \varepsilon_{cu} \geq 2\text{‰} \quad (6.45)$$

Επίσης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.13, το βάθος της θλιβόμενης ζώνης είναι



$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{uj}} h \quad (6.46)$$

Η εφελκυστική δύναμη του χάλυβα του σιδηροπλισμού  $F_s$  εξαρτάται από την παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα  $\varepsilon_{su}$

$$F_s = A_s E_s \varepsilon_{su} \quad \text{για } \varepsilon_{su} < \varepsilon_{syd} \quad (6.47)$$

$$F_s = A_s f_{yd} \quad \text{για } \varepsilon_{su} \geq \varepsilon_{syd} \quad (6.48)$$

όπου  $E_s = 200$  GPa είναι το μέτρο ελαστικότητας,  $f_{yd}$  η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής και  $\varepsilon_{syd}$  η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα, αντίστοιχα.

Η εφελκυστική δύναμη του μανδύα σύνθετου υλικού  $F_{sj}$  υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$F_{sj} = n t_j w_j E_f \varepsilon_{uj} \quad (6.49)$$

όπου  $n$  είναι ο αριθμός των στρώσεων του σύνθετου υλικού.

Με διαδοχικές δοκιμές βρίσκουμε ότι στην οριακή κατάσταση αστοχίας  $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$ ,  $\varepsilon_{uj} = 6.52\% \leq \varepsilon_{e,lim} = 7\%$  και  $\varepsilon_{su} = 5.02\% \geq \varepsilon_{syd} = 2.17\%$ . Επίσης  $\alpha = 0.81$  και  $x = 0.056$  m. Αντικαθιστώντας στις εξισώσεις (6.43), (6.48) και (6.49) έχουμε  $F_{cd} = 410.28$  kN,  $F_s = 128.70$  kN και  $F_{sj} = 281.58$  kN, οπότε ικανοποιείται η εξίσωση ισορροπίας (6.42).

Η ροπή αντοχής υπολογίζεται ως προς την κάτω παρειά της ενισχυμένης διατομής αμελώντας το πάχος του μανδύα σύνθετου υλικού

$$M_{Rd} = F_{cd} (h - a) - F_s (h - d) \quad (6.50)$$

όπου  $a$  είναι η απόσταση της θλιπτικής δύναμης  $F_{cd}$  από την άνω παρειά του σκυροδέματος και  $d$  το στατικό ύψος της διατομής. Είναι:  $d = h - c - 0.8/2 = 13.6$  cm. Επίσης  $a = \zeta' x$  όπου

$$\zeta' = 8 - \varepsilon_{cu} / 4 (6 - \varepsilon_{cu}) \quad \text{για } \varepsilon_{cu} < 2\% \quad (6.51)$$

$$\zeta' = \varepsilon_{cu} (3 \varepsilon_{cu} - 4) + 2 / 2 \varepsilon_{cu} (3 \varepsilon_{cu} - 2) \quad \text{για } 3.5\% \geq \varepsilon_{cu} \geq 2\% \quad (6.52)$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση (6.52) έχουμε  $\zeta' = 0.416$  οπότε  $a = 0.023$  m. Άρα

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 410.28 \times (0.16 - 0.023) - 128.70 \times (0.16 - 0.136) = \\ &= 53.02 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Χωρίς το μανδύα του σύνθετου υλικού η ροπή αντοχής της διατομής υπολογίζεται με βάση τους πίνακες CEB

$$\omega = \frac{A_s}{A_c} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.0887 \rightarrow \mu_{Rd} = 0.084$$

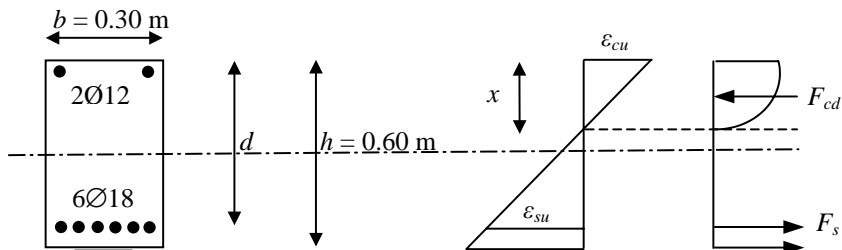
οπότε

$$M_{Rd} = \mu_{Rd} b d^2 f_{cd} = 16.57 \text{ kNm}$$

Επομένως, η χρήση δύο στρώσεων μανδύα σύνθετου υλικού έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της καμπτικής αντοχής της διατομής κατά 220%.

### 6.7.6 Παράδειγμα Ενίσχυσης Δοκού με Ελάσματα Σύνθετων Υλικών

Θεωρούμε αμφιέριστη δοκό μήκους  $l = 7 \text{ m}$  και διαστάσεων  $30 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$  (Σχήμα 6.14), η οποία διαθέτει στο άνοιγμα εφελκόμενο οπλισμό  $6\emptyset 18$  ( $A_s = 15.26 \text{ cm}^2$ ), θλιβόμενο οπλισμό  $2\emptyset 12$  ( $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ ) και συνδετήρες  $\emptyset 8/20$ . Η επικάλυψη του σκυροδέματος είναι  $c = 2.5 \text{ cm}$ , η ποιότητα του σκυροδέματος C20/25 και του χάλυβα S500. Τα φορτία σχεδιασμού της δοκού είναι  $g_{sd} = 17 \text{ kN/m}$  (συμπεριλαμβανομένου του ιδίου βάρους) και  $q_{sd} = 25 \text{ kN/m}$ . Η δοκός πρόκειται να ενισχυθεί με ελάσματα σύνθετου υλικού πλάτους  $w_j = 7.5 \text{ cm}$ , πάχους  $t_j = 1.2 \text{ mm}$ , μέτρου ελαστικότητας  $E_f = 235 \text{ GPa}$  και μέγιστης επιτρεπόμενης παραμόρφωσης  $\varepsilon_{e,lim} = 5\%$ . Ζητείται να υπολογιστεί ο αριθμός των ελασμάτων σύνθετου υλικού ώστε το κινητό φορτίο σχεδιασμού της δοκού να αυξηθεί σε  $35 \text{ kN/m}$ . Για τους υπολογισμούς να θεωρηθεί ότι η καμπτική ροπή κατά τη διάρκεια της ενίσχυσης είναι μεγαλύτερη από τη ροπή ρηγμάτωσης της δοκού.



Σχήμα 6.14.: Οριακή κατάσταση αστοχίας δοκού ενισχυμένης με ελάσματα σύνθετου υλικού.

Επειδή η ροπή κάμψης κατά τη διάρκεια των εργασιών ενίσχυσης είναι μεγαλύτερη από τη ροπή ρηγμάτωσης της δοκού, πρέπει να υπολογιστεί η αρχική παραμόρφωση λόγω μονίμων φορτίων. Η ροπή κάμψης στο μέσον του ανοίγματος είναι  $M_o = g_{sd} l^2 / 8 = 17 \times 7^2 / 8 = 104.13 \text{ kNm}$ . Λόγω ισοροπίας η ροπή αυτή πρέπει να είναι ίση με το άθροισμα των ροπών των εσωτερικών δυνάμεων ως προς το κέντρο βάρους του εφελκόμενου χάλυβα

$$M_o = F_{cd} (d - a) + F_{s2} (d - d_2) \quad (6.53)$$

όπου  $d = 60 - 2.5 - 0.8 - 1.8/2 = 55.8 \text{ cm}$  και  $d_2 = 2.5 + 0.8 + 1.8/2 = 4.2 \text{ cm}$ .

Επίσης πρέπει να ισχύει η εξίσωση ισοροπίας των εσωτερικών δυνάμεων

$$F_{cd} + F_{s2} = F_{s1} \quad (6.54)$$

Αντίστοιχα, το βάθος της θλιβόμενης ζώνης είναι

$$x_o = \frac{\varepsilon_{co}}{\varepsilon_{co} + \varepsilon_{so}} d \quad (6.55)$$

όπου  $\varepsilon_{co}$  και  $\varepsilon_{so}$  είναι η αρχική παραμόρφωση της άνω παρειάς του σκυροδέματος και του εφελκόμενου χάλυβα, αντίστοιχα. Επιλύοντας τις εξισώσεις (6.53) έως (6.55) με τη βοήθεια των εξισώσεων (6.43), (6.44), (6.46), (6.47) και κάνοντας διαδοχικές δοκιμές βρίσκουμε:  $\varepsilon_{co} = 0.60\%$ ,  $\varepsilon_{so} = 0.80\%$ ,  $x_o = 0.24 \text{ m}$ ,  $F_{cd} = 220.3 \text{ kN}$ ,  $F_{s1} = 242.7 \text{ kN}$  και  $F_{s2} = 22.4 \text{ kN}$ . Επίσης η παραμόρφωση στην ακραία εφελκόμενη ίνα της διατομής λόγω συμβιβαστού των παραμορφώσεων είναι

$$\varepsilon_o = \frac{h - x_o}{x_o} \varepsilon_{co} = \frac{0.60 - 0.24}{0.196} \times 0.00060 = 0.0009 \quad (6.56)$$

Η απαιτούμενη ροπή αντοχής της διατομής μετά την ενίσχυση είναι  $M_{Rd} = (g_{sd} + q_{sd}) l^2 / 8 = 52 \times 7^2 / 8 = 318.50 \text{ kNm}$ . Χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις (6.42) έως (6.48) με δοκιμές βρίσκουμε ότι στην οριακή κατάσταση αστοχίας  $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$ ,  $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{cu} (h - x) / x - \varepsilon_o = 3.6\% \leq \varepsilon_{e,lim} = 5\%$  και  $\varepsilon_{su} = 3.9\% \geq \varepsilon_{syd} = 2.17\%$ . Επίσης  $x = 0.263 \text{ m}$ ,  $F_{cd} = 724.6 \text{ kN}$ ,  $F_{s1} = 663.5 \text{ kN}$ ,  $F_{s2} = 98.3 \text{ kN}$ ,  $n = 2$  και  $F_{sj} = 159.4 \text{ kN}$ . Ακόμα βρίσκουμε ότι η ροπή αντοχής της ενισχυμένης διατομής είναι  $M_{Rd} = 382.37 \text{ kNm} > 318.50 \text{ kNm}$ . Επομένως, για την καμπτική ενίσχυση της δοκού απαιτούνται 2 ελάσματα σύνθετου υλικού.

Η θέση πέρα από την οποία υπολογίζεται το μήκος αγκύρωσης  $l_b$  του σύνθετου υλικού βρίσκεται εκεί όπου η τιμή της συνολικής εφελκυστικής δύναμης που καταπονεί τη διατομή είναι ίση με τη μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει ο χάλυβας μόνος του  $A_s f_{yd}$ . Η συνολική εφελκυστική δύναμη ισούται με το άθροισμα  $F_s + F_{sj}$  οπότε

$$A_s f_{yd} = A_s E_s \varepsilon_s + n t_j w_j E_f \varepsilon_j = F_{sj} \left( 1 + \frac{A_s E_s \varepsilon_s}{n t_j w_j E_f \varepsilon_j} \right) \quad (6.57)$$

Θεωρώντας ότι  $\varepsilon_s \approx \varepsilon_j$ , η σχέση (6.57) γράφεται

$$A_s f_{yd} = F_{sj} \left( 1 + \frac{A_s E_s}{n t_j w_j E_f} \right) \quad (6.58)$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση (6.58)  $A_s = 15.26 \text{ cm}^2$ ,  $f_{yd} = 43.48 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_s = 200 \text{ GPa}$ ,  $n = 2$ ,  $t_j = 0.12 \text{ cm}$ ,  $w_j = 7.5 \text{ cm}$  και  $E_f = 235 \text{ GPa}$  έχουμε  $F_{sj} = 84.53 \text{ kN}$ .

Η δύναμη αγκύρωσης του σύνθετου υλικού  $F_{sj}$ , υπέρβαση της οποίας συνεπάγεται αποκόλληση των ελασμάτων, αυξάνεται με το μήκος αγκύρωσης  $l_b$ . Πειραματικά έχει βρεθεί ότι πέρα από μία οριακή τιμή του μήκους αγκύρωσης  $l_{b,max}$  η δύναμη αγκύρωσης παραμένει πρακτικά αμετάβλητη και ίση με  $F_{sj,max}$ . Είναι

$$F_{sj,max} = \frac{c_1 \kappa_c \kappa_b w_j}{\gamma_b} \sqrt{f_{ctm} E_f t_j} \quad (6.59)$$

Είναι  $c_1 = 0.64$ ,  $\kappa_c$  ο συντελεστής συμπίκνωσης του σκυροδέματος που μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1.0 για κανονική συμπίκνωση,  $\kappa_b \approx 1.2$ ,  $f_{ctm} = 2.2 \text{ MPa}$  και  $\gamma_b = 1.5$ . Επομένως  $F_{sj,max} = 30.25 \text{ kN}$ . Επίσης η οριακή τιμή του μήκους αγκύρωσης δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f t_j}{c_2 f_{ctm}}} \quad (6.60)$$

Είναι  $c_2 = 2.0$  οπότε αντικαθιστώντας στην εξίσωση (6.60) έχουμε  $l_{b,max} = 253 \text{ mm} \approx 25 \text{ cm}$ . Επομένως το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης των ελασμάτων σύνθετου υλικού ώστε να αποτραπεί η αποκόλλησή τους είναι 25 cm.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Täljsten, B. (2003), *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures*, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.
2. Τριανταφύλλου, Α. Χ. (2003), *Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με Σύνθετα Υλικά (Ινοπλισμένα Πολυμερή)*, Πάτρα.
3. Τάσιος, Θ. Π. (2003), Ινοπλισμένα Πολυμερή (Fiber Reinforced Plastics, FRP), Σημειώσεις Μεταπτυχιακού Μαθήματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
4. Bousias, S.N., Triantafillou, T.C., Fardis, M.N. (2003), Strengthening of corrosion-damaged RC columns with FRP, *Proceedings of 6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer-Reinforcement for Concrete Structures*, Fibre-Reinforcement Polymer: Reinforcement For Concrete Structures, Vols 1 and 2, pp. 527-538.
5. Ye, L.P., Zhang, K., Zhao, S.H. (2003), Experimental study on seismic strengthening of RC columns with wrapped CFRP sheets, *Construction and Building Materials*, **17**, 6-7, pp. 499-506.
6. El-Amoury, T., Ghobarah, A. (2002), Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets, *Engineering Structures*, **24**, 11, pp. 1397-1407.
7. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2002), Κανονισμός Επεμβάσεων, Προσχέδιο Κειμένου - 0, Αθήνα.
8. Σπυράκος, Κ. (2002), Σεισμική Αξιολόγηση – Ενίσχυση Γεφυρών με Νέες Μεθόδους, Τεχνική Έκθεση, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
9. Hollaway, L.C., and Head, P.R. (2001), *Advanced Polymer Composites and Polymers in the Civil Infrastructure*, Elsevier Science Ltd, Oxford, UK.
10. Federation International du Beton (2001), *Externally Bounded FRP Reinforcement for RC Structures*, Bulletin 14, Lausanne.
11. Ghobarah, A., Said, A. (2001), Seismic rehabilitation of beam-column joints using FRP laminates, *Journal of Earthquake Engineering*, **5**, 1, pp. 113-129.
12. Εγκύκλιος Ε. 39/99 (1999), Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών, Αθήνα.
13. Kobatake, Y. (1998), A seismic retrofitting method for existing reinforced concrete structures using CFRP, *Advanced Composite Materials*, **7**, 1, pp. 1-22.
14. Spyrakos, C.C., and Raftoyiannis, J. (1997), *Linear and Nonlinear Finite Element Analysis in Engineering Practice*, Chapter 8, Algor Publishing Division, Pittsburgh, PA.
15. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., New York.

# Κεφάλαιο 7

---

## ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

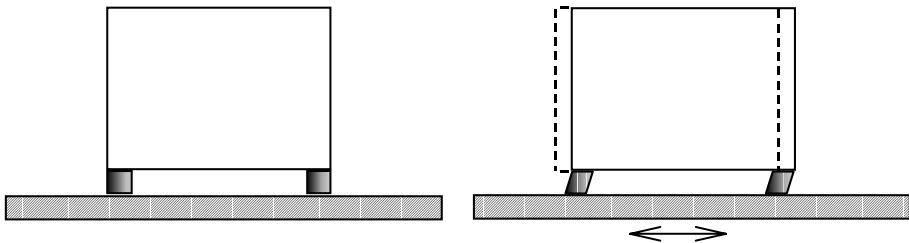
---

### ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

---

#### 7.1 Εισαγωγή: Η έννοια της σεισμικής μόνωσης

Η *σεισμική μόνωση* είναι μία διαφορετική προσέγγιση για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών, που στοχεύει στη μείωση της σεισμικής απαίτησης και όχι τόσο στην αύξηση της σεισμικής αντοχής μιας κατασκευής. Επιτυγχάνεται με ειδικές συσκευές μικρής δυσκαμψίας, τους μονωτήρες. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.1, η καταλληλότερη θέση για να τοποθετηθούν οι μονωτήρες, είναι η διεπιφάνεια μεταξύ των υποστυλωμάτων και των θεμελίων του κτιρίου, καθώς τα υποστυλώματα είναι τμήμα της ανωδομής, ενώ τα θεμέλια ουσιαστικά μετακινούνται μαζί με το έδαφος. Με αυτό τον τρόπο η ανωδομή συμπεριφέρεται ουσιαστικά ‘ελαστικά’ σε ισχυρό σεισμό.



*Σχήμα 7.1.: Αρχή λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης.*

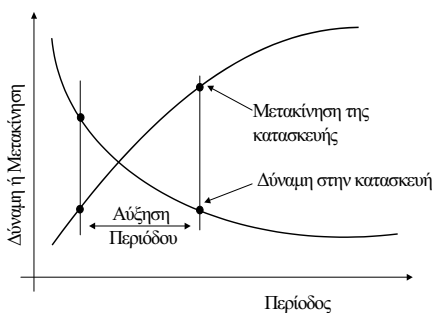
Η σύγχρονη τεχνολογία της σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνει πενταπλάσια έως και δεκαπλάσια μείωση του μεγέθους των σεισμικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή σε ισχυρή σεισμική δόνηση. Μία τέτοια μείωση όχι μόνο αποτρέπει την κατάρρευση της κατασκευής σε ισχυρό σεισμό, αλλά επίσης συμβάλλει και στον περιορισμό των βλαβών που μπορούν να προκαλέσουν σεισμοί με μέτρια ένταση.

Αρκετές από τις κατασκευές που έχουν σεισμικά μονωθεί έχουν δοκιμαστεί σε πραγματικούς σεισμούς και για δύο τουλάχιστον δεκαετίες η μέθοδος έχει εφαρμοστεί επιτυχώς στην πράξη.

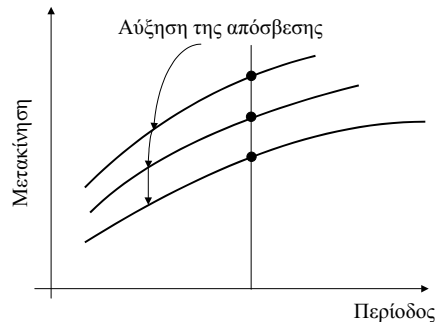
## 7.2 Πεδίο εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης

Ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης πρέπει να παρέχει πλευρική ευκαμψία στην κατασκευή για ισχυρή σεισμική δόνηση αλλά και να παραμένει πρακτικά άκαμπτο για συνήθη πλευρικά φορτία, όπως ανεμοπιέσεις. Επίσης η πλευρική μετακίνηση του κτιρίου πρέπει να παραμένει μέσα σε ανεκτά όρια για όλες τις φορτίσεις. Η πρόκληση για την εφαρμογή ενός λειτουργικού συστήματος σεισμικής μόνωσης οφείλεται στην ταυτόχρονη ικανοποίηση αυτών των κριτηρίων. Σε κάθε περίπτωση είναι σχετικά εύκολη, τουλάχιστον εννοιολογικά, η τοποθέτηση ενός κτιρίου πάνω σε κυλίσεις ή σφαιρικά εφέδρανα που πρακτικά δεν μεταδίδουν σεισμικές δυνάμεις στην κατασκευή. Η πρόκληση είναι η ικανότητα αυτοδύναμης οριζόντιας επαναφοράς της κατασκευής και ο περιορισμός της μετακίνησης εντός πρακτικά επιτρεπομένων ορίων. Στην πράξη για το σχεδιασμό του πλέον διαδεδομένου τύπου μονωτήρων χρησιμοποιούνται ελαστομερή υλικά που μπορούν να επαναφέρουν την κατασκευή στην αρχική της θέση, ενώ ταυτόχρονα εξακολουθούν να επιτρέπουν μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις.

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης στοχεύουν στην αύξηση της ιδιοπεριόδου των κατασκευών. Καθώς η περίοδος αυξάνει, η μεταδιδόμενη σεισμική δύναμη μειώνεται (Σχήμα 7.2) με ταυτόχρονη αύξηση της πλευρικής μετακίνησης. Ο περιορισμός αυτών των δυνητικά μεγάλων κινήσεων της κατασκευής, επιτυγχάνεται συνήθως με αύξηση της απόσβεσης (Σχήμα 7.3). Με την παρουσία των μονωτήρων το κτίριο κινείται πολύ πιο αργά σε σύγκριση με τα διαδιδόμενα στο έδαφος σεισμικά κύματα και μειώνεται η πιθανότητα συντονισμού που μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλες μετακινήσεις στο κτίριο και πιθανή κατάρρευση.



Σχήμα 7.2 Μεταβολή σεισμικής δύναμης και μετακίνησης λόγω σεισμικής μόνωσης.



Σχήμα 7.3 Μεταβολή μετακίνησης λόγω αύξησης της απόσβεσης.

Επίσης, τα κτίρια πρέπει να παραμένουν αμετακίνητα για τα συνήθη κατακόρυφα φορτία και πρακτικά άκαμπτα για ανεμοφορτία. Η κατασκευή

πρέπει να είναι σχετικά δύσκαμπτη για να εμποδίσει τη διασπορά ενέργειας στην ανωδομή και να την περιορίσει στο σύστημα σεισμικής μόνωσης που βρίσκεται στη βάση. Και οι δύο αυτοί στόχοι – η αύξηση της απόσβεσης και η εξασφάλιση της ακαμψίας για ανεμοφορτία – μπορούν επίσης να επιτευχθούν με τη χρήση αποσβεστήρων.

Γενικά για την επιλογή ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι επιθυμητό να πληρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

1. Το έδαφος θεμελίωσης της κατασκευής να μην ευνοεί εδαφικές δονήσεις με προεξέχουσες τις μεγάλες περιόδους, γεγονός που χαρακτηρίζει ‘μαλακά’ εδάφη.
2. Το κτίριο να είναι σχετικά δύσκαμπτο, δηλαδή να έχει ιδιοπερίοδο μικρότερη από 1.5 έως 2 sec, γεγονός που χαρακτηρίζει οπωσδήποτε τις δύσκαμπτες κατασκευές, αλλά και ένα ευρύ φάσμα σχετικά εύκαμπτων κατασκευών.
3. Το μέγεθος των ανεμοφορτίων σχεδιασμού καθώς και των υπολοίπων μη σεισμικών πλευρικών φορτίων να μην ξεπερνά το 10% του βάρους του κτιρίου.

Πρέπει να τονιστεί ότι εφαρμογές της σεισμικής μόνωσης καθώς και η συνεχής ανάπτυξη της μεθόδου δεν καθιστούν τις παραπάνω προϋποθέσεις περιοριστικές.

### **7.3 Είδη συστημάτων σεισμικής μόνωσης**

Με ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνεται μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής και, αν είναι επιθυμητό ή αναγκαίο, σημαντική αύξηση της απόσβεσης.

#### **7.3.1 Συστήματα Μείωσης της Δυσκαμψίας**

Τα περισσότερο διαδεδομένα συστήματα σεισμικής μόνωσης για τη μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής αποτελούνται από: (α) ελαστομεταλλικά εφέδρανα, με το ελαστομερές να είναι είτε φυσικής είτε τεχνητής προέλευσης (νεοπρένιο) ή (β) εφέδρανα ολίσθησης, με χρήση τεφλόν (PTFE) και ανοξείδωτου χάλυβα στην επιφάνεια ολίσθησης.

Συνοπτικά, τα πλέον διαδεδομένα είδη είναι τα εξής:

(α) *Συστήματα με βάση ελαστομερές (ελαστομεταλλικά εφέδρανα).*

1. Φυσικά και συνθετικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (κοινά ελαστομεταλλικά εφέδρανα – ELB). Πρόκειται για τον απλούστερο και πιο εύχρηστο τύπο εφεδράνων που χρησιμοποιούνται για σεισμική μόνωση. Έχουν κυλινδρικό (Σχήμα 7.4) ή παραλληλεπίπεδο σχήμα και αποτελούνται από ελαστομερές



υλικό στο οποίο έχουν προστεθεί μεταλλικά φύλλα. Η προσθήκη αυτών των φύλλων προσδίδει στα εφέδρανα αυξημένη κατακόρυφη δυσκαμψία και μειώνει τον κίνδυνο ανατροπής τους λόγω άσκησης οριζόντιων φορτίων.

Επιδεικνύουν γραμμική συμπεριφορά που καθορίζεται κυρίως από τις ιδιότητες του ελαστομερούς υλικού. Το υλικό αυτό, που συνήθως είναι πολυμερές νεοπρένιο, είναι ανθεκτικό στο φως, στον αέρα, στις λιπαρές ουσίες και τα οξέα, ενώ παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή σε διάβρωση και γήρανση από το σκυρόδεμα και το χάλυβα.

Η οριζόντια διατμητική δυσκαμψία των ελαστομεταλλικών εφεδράνων εξαρτάται από τις διαστάσεις και το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς. Το ισοδύναμο ποσοστό ιξώδους απόσβεσής τους είναι της τάξης του 5% ή και μικρότερο.



*Σχήμα 7.4.: Ελαστομερές εφέδρανο χαμηλής απόσβεσης  
(κοινό ελαστομεταλλικό εφέδρανο – ELB).*

*(β) Συστήματα που βασίζονται στην ολίσθηση.*

1. Συστήματα τριβής που βασίζονται στην αρχή του εκκρεμούς (συστήματα σφαιρικής ολίσθησης – FPS, Σχήμα 7.5). Στα συστήματα αυτά η ολίσθηση συμβαίνει σε κοίλη επιφάνεια και έτσι η κατασκευή έχει τη δυνατότητα της αυτοεπαναφοράς στην αρχική της θέση μετά το πέρας του σεισμού. Η οριζόντια δυσκαμψία των συστημάτων σφαιρικής ολίσθησης είναι ανάλογη του βάρους, ενώ η ιδιοπερίοδός τους είναι ανεξάρτητη της μάζας (λειτουργία εκκρεμούς).
2. Συστήματα με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης. Χωρίζονται σε δύο κατηγορίες: (α) συστήματα που λιπαίνονται και έχουν κατά κανόνα

συντελεστή τριβής μικρότερο του 0.02 και (β) συστήματα που δεν λιπαίνονται και έχουν συντελεστή τριβής της τάξης του 0.03. Επειδή όμως ο συντελεστής τριβής εξαρτάται από την ταχύτητα ολίσθησης και την ασκούμενη κατακόρυφη πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης, πρακτικά έχουν μετρηθεί συντελεστές τριβής 0.10 έως 0.15 κατά την εκδήλωση σεισμού.

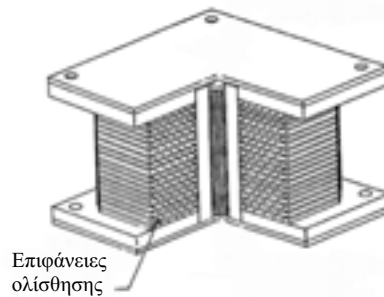
Όταν το ποσοστό της οριζόντιας δύναμης προς την κατακόρυφη είναι μικρότερο του συντελεστή τριβής, η συμπεριφορά του συστήματος είναι γραμμική. Μετά την υπέρβαση του συντελεστή τριβής δημιουργείται ολίσθηση και η τιμή της διατμητικά μεταφερόμενης δύναμης δεν αυξάνει περαιτέρω. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται σημαντική μείωση των σεισμικών δυνάμεων που συνοδεύεται από μεγάλες μόνιμες μετακινήσεις. Επομένως όταν χρησιμοποιούνται τέτοιου είδους συστήματα, είναι απαραίτητο να προβλέπεται τρόπος επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική της θέση. Για το λόγο αυτό, τα συστήματα με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης χρησιμοποιούνται συχνά σε συνδυασμό με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, τα οποία έχουν τη δυνατότητα να επαναφέρουν την κατασκευή στην αρχική της θέση.

3. Εφέδρανα με επάλληλες διεπιφάνειες ολίσθησης για μείωση του συντελεστή τριβής (Σχήμα 7.6). Τα εφέδρανα αυτού του τύπου έχουν κυλινδρικό ή παραλληλεπίπεδο σχήμα, όπως και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, και η λειτουργία τους βασίζεται στη μείωση των σεισμικών δυνάμεων μέσω της τριβής που αναπτύσσεται στις επάλληλες διεπιφάνειες ολίσθησης μεταξύ των μεταλλικών φύλλων που αποτελούν το εφέδρανο.

Στο Σχήμα 7.4 φαίνονται τα βασικά στοιχεία ενός τυπικού συστήματος σεισμικής μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Στο άνω και κάτω άκρο του εφεδράνου βρίσκονται το μεταλλικό κολάρο και η πλάκα του εφεδράνου. Συστήματα σεισμικής μόνωσης αυτής ή παρόμοιας κατασκευής –υπάρχουν διάφορα ανταγωνιστικά συστήματα στο εμπόριο – έχουν εγκατασταθεί σε πολλά σύγχρονα και ιστορικά κτίρια στον κόσμο, όπως παρουσιάζεται στην §7.4 που ακολουθεί.



**Σχήμα 7.5.:** Εφέδρανο ολίσθησης που βασίζεται στην αρχή του εκκρεμούς (FPS).



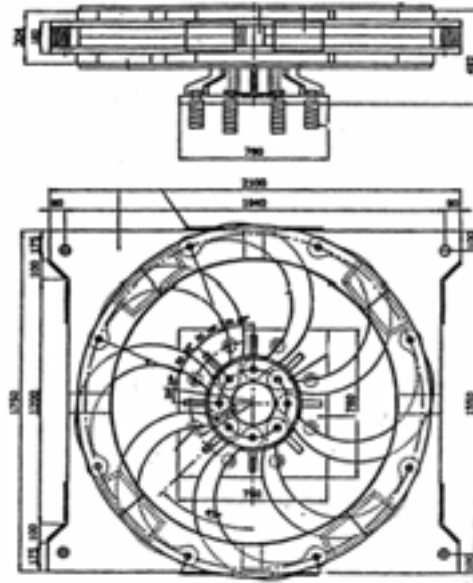
**Σχήμα 7.6** Εφέδρανο ολίσθησης με επάλληλες διεπιφάνειες ολίσθησης.

### 7.3.2 Συστήματα Αύξησης της Απόσβεσης

Αύξηση της απόσβεσης του συστήματος σε ποσοστό 10 - 20% της κρίσιμης επιτυγχάνεται με χρήση αποσβεστήρων, τα κυριότερα είδη των οποίων είναι οι χαλύβδινοι αποσβεστήρες, οι αποσβεστήρες τριβής, οι ιξοελαστικοί αποσβεστήρες και οι αποσβεστήρες ιξώδους υγρού. Οι πρώτες δύο κατηγορίες αποσβεστήρων συμβάλλουν στην αύξηση της παραμένουσας παραμόρφωσης, η τρίτη στον περιορισμό της, ενώ η τελευταία δεν έχει καμία επίδραση σε αυτή.

Οι χαλύβδινοι αποσβεστήρες αποτελούν πολύ εύχρηστους και αποτελεσματικούς μηχανισμούς για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας, η οποία επιτυγχάνεται με την ανελαστική παραμόρφωσή τους. Επειδή η ικανότητα της κυκλικής επαναλαμβανόμενης πλαστικοποίησης των αποσβεστήρων αυτού του τύπου περιορίζεται από τις ιδιότητες του υλικού και τον κίνδυνο τοπικού λυγισμού, έχουν αναπτυχθεί χαλύβδινοι αποσβεστήρες με μεγαλύτερη αντοχή σε κόπωση από τα συνήθη μεταλλικά μέλη των κατασκευών. Οι αποσβεστήρες αυτοί ονομάζονται τύπου 'E', 'T' και 'U', ανάλογα με το σχήμα τους, και χαρακτηρίζονται από ένα διγραμμικό διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης. Παρέχουν αυξημένη δυσκαμψία στην κατασκευή για ανεμοφορτία, ενώ για μεγάλα σεισμικά φορτία υφίστανται μικρές παραμορφώσεις και με τον τρόπο αυτό περιορίζουν τις αναπτυσσόμενες σεισμικές δυνάμεις στην κατασκευή. Ένας τύπος χαλύβδινου αποσβεστήρα που έχει αναπτυχθεί πρόσφατα με σκοπό να εξασφαλίζει σταθερή συμπεριφορά για όλες τις διευθύνσεις και για μεγάλου εύρους κύκλους φόρτισης φαίνεται στο Σχήμα 7.7. Πρέπει να σημειωθεί ότι η διαρροή των χαλύβδινων αποσβεστήρων εισάγει μη γραμμικότητες στην απόκριση που περιπλέκουν την ανάλυση της μονωμένης κατασκευής και, επιπλέον, οι αποσβεστήρες μειώνουν το βαθμό της σεισμικής μόνωσης προκαλώντας απόκριση σε υψηλότερες από τη θεμελιώδη ιδιομορφές.

Ένας άλλος τρόπος απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας, είναι η εκμετάλλευση του φαινομένου της τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ δύο στερεών σωμάτων, όταν το ένα ολισθαίνει ως προς το άλλο. Έτσι έχουν δημιουργηθεί διεθνώς διάφοροι τύποι συσκευών απόσβεσης τριβής, μεταξύ των οποίων περιλαμβάνονται συστήματα μερικώς ολισθαίνοντα αρμού (limited slip bolt joint – LSB), συστήματα με πλάκες τριβής που ολισθαίνουν κατά μήκος της εσωτερικής επιφάνειας μιας κυλινδρικής μεταλλικής θήκης, συστήματα στα οποία η απόσβεση συντελείται στην κοινή επιφάνεια μεταξύ των μπρούντζινων σφηνών τριβής και του μεταλλικού τοιχώματος του κυλίνδρου στον οποίο περιέχονται, κ.τ.λ.



Σχήμα 7.7.: Τύπος χαλύβδινου αποσβεστήρα  
(διαστάσεις σε mm).

Η εφαρμογή ιξοελαστικών υλικών για τον έλεγχο των δονήσεων οδήγησε στην ανάπτυξη των ιξοελαστικών αποσβεστήρων. Σε εφαρμογές Πολιτικού Μηχανικού χρησιμοποιήθηκαν για πρώτη φορά στις ΗΠΑ το 1969 για την παραλαβή της ανεμοπίεσης, ενώ μόλις το 1993 εφαρμόστηκαν για τη σεισμική αναβάθμιση υπάρχοντος κτιρίου. Τα ιξοελαστικά υλικά που χρησιμοποιούνται είναι κυρίως συμπολυμερή ή υαλώδη υποκατάστατα τα οποία έχουν την ιδιότητα να αποσβένουν ενέργεια όταν υπόκεινται σε διατμητική παραμόρφωση. Το ποσό της ενέργειας που απορροφάται

εξαρτάται από τη συχνότητα της διέγερσης, τη θερμοκρασία του περιβάλλοντος, τη διατμητική τάση και τη θερμοκρασία του ίδιου του υλικού.

Εκτός από τους χαλύβδινους αποσβεστήρες, τους αποσβεστήρες τριβής και τους ιξοελαστικούς αποσβεστήρες, οι οποίοι απορροφούν ενέργεια στηριζόμενοι στις διάφορες μορφές της ανελαστικής παραμόρφωσης των στερεών, υπάρχουν και συσκευές που εκμεταλλεύονται ιδιότητες των υγρών για τον ίδιο σκοπό. Έχουν αναπτυχθεί τέσσερις γενικά τύποι τέτοιων συσκευών απόσβεσης: (α) οι αποσβεστήρες κυλινδρικού δοχείου, (β) τα τοιχώματα ιξώδους απόσβεσης, (γ) οι αποσβεστήρες Taylor και (δ) οι αποσβεστήρες Jarret. Στην πρώτη περίπτωση η απορρόφηση ενέργειας συντελείται μέσω μετατροπής της μηχανικής ενέργειας σε θερμότητα καθώς ένα έμβολο παραμορφώνει μία παχύρρευστη, υψηλού ιξώδους ουσία, π.χ. παχύρρευστη σιλικόνη. Στα τοιχώματα ιξώδους απόσβεσης το ρόλο του εμβόλου που κινείται εντός ιξώδους υγρού έχει μία μεταλλική πλάκα, περιορισμένη ώστε να κινείται μόνο στο επίπεδό της. Οι αποσβεστήρες Taylor αποτελούνται από μία κυλινδρική συσκευή, η οποία περιέχει συμπιεστό 'λάδι' σιλικόνης που ωθείται να ρεύσει μέσω της δράσης ενός εμβόλου – διωστήρα από ανοξείδωτο ατσάλι με μπρούντζινη κεφαλή. Τέλος, οι αποσβεστήρες Jarret χρησιμοποιούν ένα πεπιεσμένο, συμπιεστό ελαστομερές με βάση τη σιλικόνη για να παρέχουν πρόσθετη δυσκαμψία και απόσβεση σε μία κατασκευή.

Κατά κανόνα όλα τα είδη των αποσβεστήρων απαιτούν μηχανικούς συνδέσμους και τακτική συντήρηση.

### **7.3.3 Συστήματα Ταυτόχρονης Μείωσης της Δυσκαμψίας και Αύξησης της Απόσβεσης**

Ταυτόχρονη μείωση της δυσκαμψίας με αύξηση της απόσβεσης επιτυγχάνεται με χρήση των παρακάτω συστημάτων εφεδράνων:

1. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου για αύξηση της απόσβεσης (LRB – Σχήμα 7.8). Αποτελούν τροποποίηση των ELB στα οποία έχει προστεθεί κεντρικά στοιχείο από μολύβδο για αύξηση της απόσβεσης. Με την προσθήκη του πυρήνα μολύβδου επιτυγχάνεται ταυτόχρονα επαρκής δυσκαμψία για τα συνήθη στατικά φορτία.

Ο κύριος λόγος επιλογής του μολύβδου είναι η σχετικά μικρή τάση διαρροής του που επιτρέπει ελαστοπλαστική συμπεριφορά, καθώς και η μικρή απαιτούμενη θερμοκρασία (20°C) για ανάπτυξη πλαστιμότητας σε σχέση με τα υπόλοιπα μέταλλα.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου έχουν ελαστοπλαστική, διγραμμική συμπεριφορά με υψηλή ικανότητα

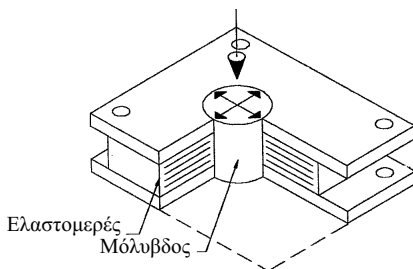
απορρόφησης ενέργειας σε κάθε κύκλο επαναλαμβανόμενης φόρτισης.

Πρέπει να σημειωθεί πως με την εισαγωγή του πυρήνα μολύβδου το εφέδρανο χάνει την ικανότητα της αυτόματης επαναφοράς στην αρχική του θέση, γεγονός το οποίο όμως δεν αποτελεί μειονέκτημα δεδομένου ότι, πρώτον, οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι μικρές και, δεύτερον, σε επάλληλα σεισμικά γεγονότα, οι συνολικές μετακινήσεις δεν αθροίζονται. Επίσης, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον περιορισμό του πυρήνα μολύβδου από την άνω και κάτω μεταλλική πλάκα του εφεδράνου ώστε να λειτουργεί σε καθαρή διάτμηση.

2. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDNR – Σχήμα 7.9). Η διαφορά σε σχέση με τα ELB οφείλεται στο ότι το υλικό που χρησιμοποιείται χαρακτηρίζεται από σημαντικά υψηλότερη τιμή του ποσοστού ιξώδους απόσβεσης. Είναι σχεδιασμένα να υποστηρίζουν μεγάλα βάρη και συγχρόνως να παρέχουν μικρή δυσκαμψία σε οριζόντιες μετακινήσεις.

Τα εφέδρανα αυτά χαρακτηρίζονται από την ικανότητα μεγάλης απορρόφησης ενέργειας καθώς η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση κυμαίνεται από 5% έως και 16% της κρίσιμης απόσβεσης για το 100% της διατμητικής παραμόρφωσης και έχουν την ικανότητα αυτόματης επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική της θέση.

Χρειάζεται προσοχή ώστε να μη βρεθούν υπό εφελκυστικές τάσεις καθώς η ικανότητά τους να τις παραλάβουν είναι μικρή σε σχέση με την ικανότητα ανάληψης θλιπτικών τάσεων. Σε περίπτωση εμφάνισης εφελκυστικών τάσεων απαιτούνται ιδιαίτερα μέτρα και σχεδιασμός.



**Σχήμα 7.8.:** Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου (LRB).

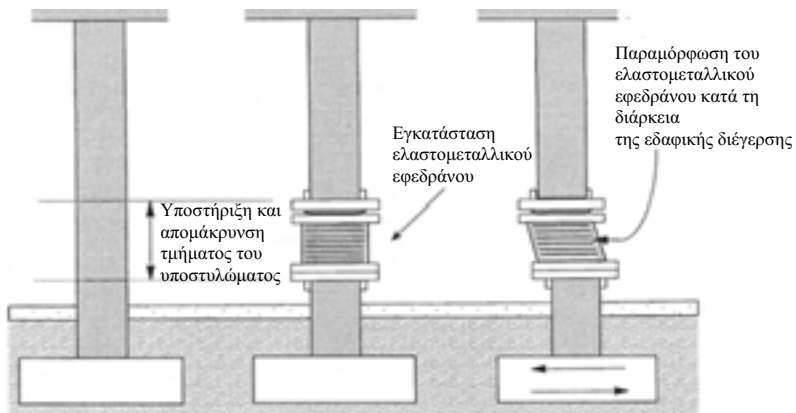


**Σχήμα 7.9.:** Ελαστομεταλλικό εφέδρανο υψηλής απόσβεσης (HDNR).

3. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα από κοκκώδη υλικά (GRB). Αποτελούν παραλλαγή των LRB στα οποία ο πυρήνας μολύβδου

έχει αντικατασταθεί από κοκκώδες υλικό, όπως είναι η άμμος, ο τριμμένος ύαλος, κ.τ.λ.

Το Σχήμα 7.10 δείχνει τυπική διαδικασία εγκατάστασης ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης σε υπάρχον κτίριο. Το υποστούλωμα που έχει σχεδιαστεί να δεχτεί το εφεδράνο υποστηρίζεται, ένα τμήμα του υποστούλωματος κοντά στη βάση απομακρύνεται και το εφεδράνο τοποθετείται με τη βοήθεια γρύλων. Εάν απαιτείται, η θεμελίωση ενισχύεται ή επανακατασκευάζεται πριν από την τοποθέτηση των εφεδράνων. Συνήθης πρακτική είναι η κατασκευή δύσκαμπτης θεμελίωσης όπου τοποθετούνται τα εφεδράνα.



*Σχήμα 7.10.: Διαδικασία εγκατάστασης και συμπεριφορά ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης με ελαστομεταλλικό εφεδράνο.*

#### 7.4 Εφαρμογές συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Σεισμική μόνωση έχει εφαρμοστεί σε διάφορες χώρες του κόσμου, κυρίως για την προστασία κτιρίων των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά το σεισμό, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών κλπ., καθώς και κτιρίων που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία) ή έχουν μεγάλη ιστορική σημασία (π.χ. μνημεία). Οι περισσότερες εφαρμογές συστημάτων σεισμικής μόνωσης έχουν πραγματοποιηθεί σε χώρες όπως οι ΗΠΑ, η Ιαπωνία, η Ιταλία και η Νέα Ζηλανδία. Αντιπροσωπευτικά παραδείγματα κτιρίων που ενισχύθηκαν με συστήματα σεισμικής μόνωσης αναφέρονται στον Πίνακα 7.1.

Πίνακας 7.1.: Παραδείγματα σεισμικά μονωμένων κτιρίων

Όνομα κτιρίου	Σύστημα σεισμικής μόνωσης
<b>(α) Φέρων οργανισμός:</b> πλαισιακός φορέας οπλισμένου σκυροδέματος	
Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJC), Rancho Cucamonga, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Κέντρο Πυροσβεστικού Ελέγχου (FCCF), Los Angeles, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Νοσοκομείο M.L. King/C.R. Drew Diagnostics Trauma Center, Willowbrook, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης και εφέδρανα ολίσθησης
Εθνικό Μουσείο Νέας Ζηλανδίας, Wellington, Νέα Ζηλανδία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου και εφέδρανα ολίσθησης
Union House, Auckland, Νέα Ζηλανδία	Σύστημα σεισμικής μόνωσης με πασσάλους
Ταχυδρομικό Κέντρο Δυτικής Ιαπωνίας, Sanda, Ιαπωνία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα
Κτίριο της Telecom Italia, Ancona, Ιταλία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
<b>(β) Φέρων οργανισμός:</b> μεταλλικός πλαισιακός φορέας	
Κέντρο Συγκοινωνιακού Ελέγχου, San Diego, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Κέντρο Άμεσων Ενεργειών (EOC), Los Angeles, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Κέντρο Κατασκευής Προσομοιωτών Πτήσης, Salt Lake City, Γιούτα, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου και κοινά ελαστομεταλλικά εφέδρανα
Δημαρχιακό Μέγαρο του San Francisco, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου
Δημαρχιακό Μέγαρο του Los Angeles, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης και εφέδρανα ολίσθησης
Εφετείο του San Francisco, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Εφέδρανα ολίσθησης που βασίζονται στην αρχή του εκκρεμούς
<b>(γ) Φέρων οργανισμός:</b> φέρουσα τοιχοποιία	
Εκκλησία Αγίου Πέτρου, Frigento, Ιταλία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Κοινοβούλιο Νέας Ζηλανδίας, Wellington, Νέα Ζηλανδία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου

Χαρακτηριστικό παράδειγμα μείζονος σεισμικής ενίσχυσης με χρήση συστήματος σεισμικής μόνωσης αποτελεί το Δημαρχιακό Μέγαρο του San



Francisco στην Καλιφόρνια (Σχήμα 7.11). Το κτίριο, που μελετήθηκε το 1912 για να αντικαταστήσει προηγούμενη κατασκευή που είχε καταστραφεί από το σεισμό του 1906, καταλαμβάνει δύο οικοδομικά τετράγωνα και βρίσκεται στην παναμερικανική λίστα των κτιρίων μοναδικής ιστορικής σημασίας.

Το πεντάροφο κτίριο έχει τρούλο ύψους 91 m και εξωτερική πρόσοψη με επένδυση από γρανίτη. Ο φέρων οργανισμός είναι μεταλλικό πλαίσιο και μέσα από την επένδυση γρανίτη φέρει άοπλη τοιχοποιία από οπτόπλινθους. Οι τοίχοι πλήρωσης έχουν κατασκευαστεί από πήλινα πλακάκια, ενώ στο εσωτερικό υπάρχει επίσης πάνελ από ασβεστόλιθο και μάρμαρο. Ενδιαφέρον χαρακτηριστικό του αρχικού φέροντος οργανισμού είναι ότι ο πρώτος όροφος είναι εξαιρετικά εύκαμπτος με σκοπό να συγκεντρώσει το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής μετακίνησης. Αξίζει να σημειωθεί ότι η μέθοδος του εύκαμπτου πρώτου ορόφου χρησιμοποιήθηκε ευρέως στις Ηνωμένες Πολιτείες τις δεκαετίες του 1930 και του 1960 και αποτελεί πρόδρομο της σεισμικής μόνωσης. Το κτίριο υπέστη σημαντικές βλάβες κατά τη διάρκεια του σεισμού της Loma Prieta το 1989 και χρειαζόταν εκτεταμένες επισκευές και σεισμική ενίσχυση. Η κύρια πρόθεση της στρατηγικής ενίσχυσης ήταν η διατήρηση της ιστορικής ταυτότητας του κτιρίου. Μετά από διάφορες προτάσεις επιλέχθηκε η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης με ταυτόχρονη ενίσχυση της ανωδομής με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Το επίπεδο που τοποθετήθηκε το σύστημα της σεισμικής μόνωσης βρίσκεται ακριβώς πάνω από το επίπεδο της θεμελίωσης. Χρησιμοποιήθηκαν 530 ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Σχήμα 7.12). Πολλά από τα υποστυλώματα στηρίζονται σε τέσσερις μονωτήρες κάτω από μία μεταλλική σταυροειδή κατασκευή.



**Σχήμα 7.11.:** Δημαρχιακό Μέγαρο του San Francisco, Καλιφόρνια, ΗΠΑ.



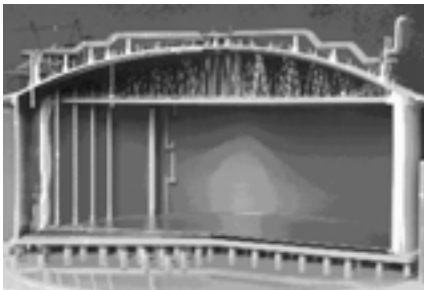
**Σχήμα 7.12.:** Μονωτήρες στο επίπεδο της θεμελίωσης του Δημαρχιακού Μεγάρου του San Francisco.

Μία άλλη κατηγορία κατασκευών στις οποίες γίνεται ευρεία χρήση της σεισμικής μόνωσης είναι οι γέφυρες. Ο Πίνακας 7.2 περιλαμβάνει αντιπροσωπευτικά παραδείγματα σεισμικά μονωμένων γεφυρών.

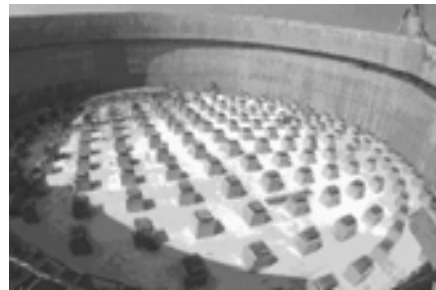
*Πίνακας 7.2.: Παραδείγματα σεισμικά μονωμένων γεφυρών*

Όνομα γέφυρας	Σύστημα σεισμικής μόνωσης
Benicia-Martinez Bridge, San Francisco, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Εφέδρανα ολίσθησης που βασίζονται στην αρχή του εκκρεμούς
White River Bridge, Yukon, Καναδάς	Εφέδρανα ολίσθησης που βασίζονται στην αρχή του εκκρεμούς
Γέφυρα του Ισθμού της Κορίνθου, Κόρινθος, Ελλάδα	Φυσικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Γέφυρα του ποταμού Τάγου, Santarem, Πορτογαλία	Φυσικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης

Συστήματα σεισμικής μόνωσης έχουν επίσης χρησιμοποιηθεί, όπως αναφέρθηκε στην αρχή της ενότητας, σε κτίρια ζωτικής σημασίας έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η λειτουργία τους τόσο κατά τη διάρκεια όσο και μετά το σεισμό. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελούν οι δύο δεξαμενές φυσικού αερίου που έχουν κατασκευαστεί για λογαριασμό της ΔΕΗ στη νήσο Ρεβιθούσα, κοντά στην Αθήνα (Σχήμα 7.13), για τη σεισμική μόνωση των οποίων χρησιμοποιήθηκαν 212 εφέδρανα ολίσθησης που βασίζονται στην αρχή του εκκρεμούς (Σχήμα 7.14).



*Σχήμα 7.13.: Τομή δεξαμενής φυσικού αερίου στη νήσο Ρεβιθούσα.*



*Σχήμα 7.14.: Μονωτήρες στο επίπεδο της θεμελίωσης της δεξαμενής στη νήσο Ρεβιθούσα.*

Παράδειγμα τέλος εφαρμογής της μεθόδου της σεισμικής μόνωσης για την προστασία έργων τέχνης και εκθεμάτων μεγάλης ιστορικής και καλλιτεχνικής αξίας αποτελεί η χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης για τη σεισμική μόνωση των περιφημων ορειχάλκινων

αγαλμάτων ελληνιστικής εποχής που εκτίθενται στο αρχαιολογικό μουσείο του Reggio Calabria στην Ιταλία (Σχήμα 7.15). Αντίστοιχη μέθοδος έχει επίσης εφαρμοστεί για την προστασία αγγείων σε διάφορα μουσεία του κόσμου. Στην περίπτωση αυτή η σεισμική μόνωση επιτυγχάνεται με τη χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων που τοποθετούνται στη βάση του αγγείου. Διάφορες παραλλαγές της μεθόδου φαίνονται στα Σχήματα 7.16α και 7.16β.

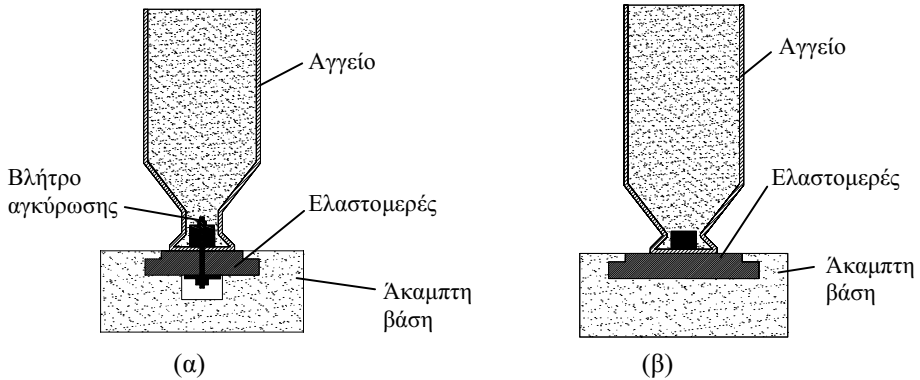


*Σχήμα 7.15.: Σεισμική μόνωση ορειχάλκινων αγαλμάτων στο αρχαιολογικό μουσείο του Reggio Calabria στην Ιταλία με χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης.*

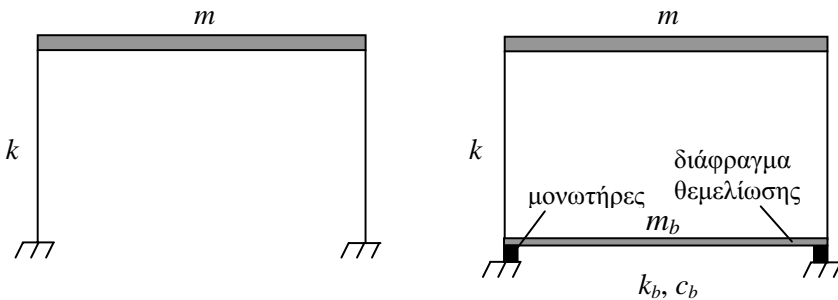
## 7.5 Παραδείγματα ανάλυσης με σύστημα σεισμικής μόνωσης

### 7.5.1 Ανάλυση Μονώροφου Πλαισιακού Φορέα

Προκειμένου να κατανοήσουμε βασικά στοιχεία της συμπεριφοράς κατασκευών που είναι σεισμικά μονωμένες, ας θεωρήσουμε το μονώροφο πλαίσιο του Σχήματος 7.17α με συγκεντρωμένη μάζα  $m = 900 \text{ Mgr}$  και οριζόντια δυσκαμψία  $k = 222138 \text{ kN/m}$ . Πρόκειται για ένα μονοβάθμιο σύστημα με ιδιοσυχνότητα  $\omega_f$  και ιδιοπερίοδο  $T_f$ , όπου



Σχήμα 7.16.: Παραδείγματα σεισμικής μόνωσης αγγείων με χρήση κοινών ελαστομεταλλικών εφεδράνων.



Σχήμα 7.17.: (α) Πακτωμένη κατασκευή. (β) Σεισμικά μονωμένη κατασκευή.

$$\omega_f = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad T_f = \frac{2\pi}{\omega_f} \quad (7.1)$$

Αντικαθιστώντας στις σχέσεις (7.1) έχουμε  $\omega_f = 15.71 \text{ rad/sec}$  και  $T_f = 0.4 \text{ sec}$ . Επιπλέον θεωρούμε ότι το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού είναι  $\zeta_f = 5\%$ .

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.17β, για να μονωθεί σεισμικά το πλαίσιο κατασκευάστηκε άκαμπτη θεμελίωση με μάζα  $m_b = 600 \text{ Mgr}$  και τοποθετήθηκε σύστημα σεισμικής μόνωσης με οριζόντια δυσκαμψία  $k_b = 14788 \text{ kN/m}$ . Η έδραση της κατασκευής σε δύσκαμπτη θεμελίωση αποτελεί συνήθη πρακτική στην εφαρμογή σεισμικής μόνωσης σε κτίρια. Η ιδιοσυχνότητα  $\omega_b$  και η ιδιοπερίοδος  $T_b$  του πλαισίου με τη γενική κοιτόστρωση και τους αποσβεστήρες δίνονται από τις σχέσεις

$$T_b = \frac{2\pi}{\omega_b} \quad \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m + m_b}} \quad (7.2)$$

Επομένως, σύμφωνα με τις σχέσεις (7.2) έχουμε  $\omega_b = 3.14$  rad/sec και  $T_b = 2.0$  sec. Επίσης θεωρούμε ότι το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης του σεισμικά μονωμένου συστήματος είναι  $\zeta_b = 10\%$ .

Η τέμνουσα βάσης  $V_b$  και η μετατόπιση στο επίπεδο των μονωτήρων  $u_b$  θα υπολογιστούν χρησιμοποιώντας το φάσμα σχεδιασμού του Σχήματος 7.18, το οποίο έχει κατασκευαστεί για ποσοστά κρίσιμης απόσβεσης 5 και 10%. Το φάσμα σχεδιασμού που φαίνεται στο Σχήμα 7.18 προέκυψε με βάση τον *Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (EAK 2000)* λαμβάνοντας μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους θεμελίωσης  $A = 0.16g$  (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: I), συντελεστή σπουδαιότητας του κτιρίου  $\gamma_I = 1.00$  (κατηγορία σπουδαιότητας: Σ2), συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1.00$ , συντελεστή επιρροής της θεμελίωσης  $\theta = 1.00$  και κατηγορία εδάφους B. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς επιλέχθηκε ίσος με 1.00 διότι σκοπός του συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι η μείωση των δυνάμεων που ασκούνται στην ανωδομή σε τέτοιο επίπεδο ώστε να αποτρέπονται μεγάλες παραμορφώσεις τόσο των δομικών όσο και των μη δομικών στοιχείων, με αποτέλεσμα η ανωδομή να συμπεριφέρεται ελαστικά κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Σύμφωνα με τη σχέση (2.2) του *EAK 2000*, ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης για ποσοστό απόσβεσης  $\neq 5\%$  υπολογίζεται ως εξής

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 \quad (7.3)$$

Επομένως για  $\zeta = 10\%$  προκύπτει  $\eta = 0.76$ .

Για ιδιοπερίοδο πακτωμένης κατασκευής  $T_f = 0.4$  sec και ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta_f = 5\%$ , το φάσμα σχεδιασμού του Σχήματος 7.18 δίνει  $\Phi_d(T_f, \zeta_f) = 0.400g$ . Επομένως, η τέμνουσα βάσης της πακτωμένης κατασκευής είναι

$$V_b = m \Phi_d(T_f, \zeta_f) = m (0.400g) \quad \text{ή} \quad \frac{V_b}{w} = 0.400 \quad (7.4)$$

δηλαδή το 40% του βάρους  $w$  του κτιρίου (χωρίς το βάρος της θεμελίωσης).

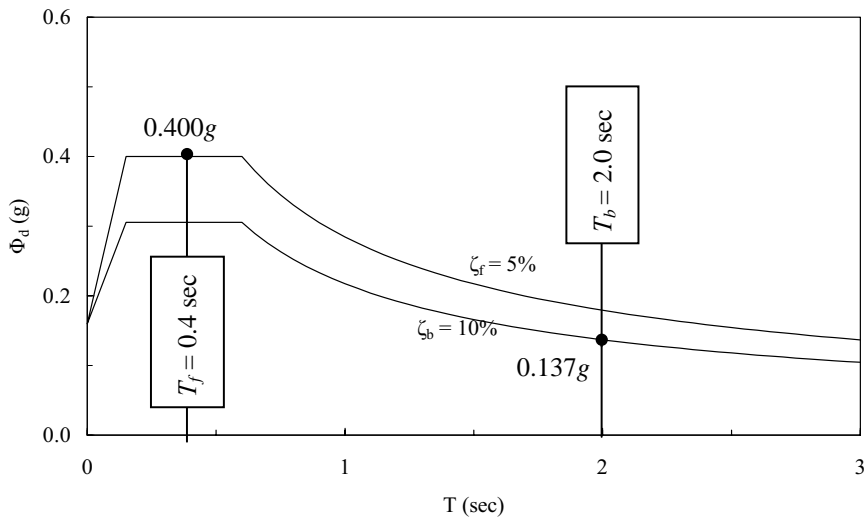
Παρόλο που η σεισμικά μονωμένη κατασκευή έχει δύο βαθμούς ελευθερίας (την οριζόντια μετατόπιση της αδράνειας  $m$  και της γενικής κοιτόστρωσης με αδράνεια  $m_b$ ), μπορεί και αυτή να αντιμετωπιστεί ως

μονοβάθμιο σύστημα θεωρώντας ότι, λόγω της μεγάλης διαφοράς δυσκαμψίας μεταξύ μονωτήρων και ανωδομής, το κτίριο πάνω από τους μονωτήρες είναι άκαμπτο. Η μετατόπιση των μονωτήρων είναι

$$u_b = \frac{\Phi_d(T_b, \zeta_b)}{\omega_b^2} \quad (7.5)$$

Αντίστοιχα, η τέμνουσα βάσης της κατασκευής είναι

$$V_b = m \Phi_d(T_b, \zeta_b) \quad (7.6)$$



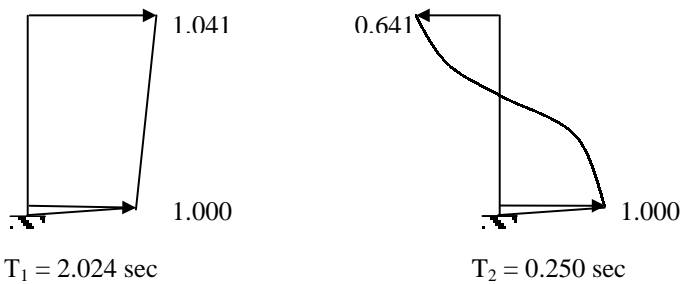
**Σχήμα 7.18.:** Φάσμα σχεδιασμού και φασματικές τιμές για πακτωμένη και σεισμικά μονωμένη κατασκευή.

Τα αποτελέσματα των εξισώσεων (7.5) και (7.6) μπορούν να θεωρηθούν πρακτικά ακριβή για σεισμικά μονωμένα συστήματα στα οποία η ιδιοπερίοδος  $T_b$  είναι πολύ μεγαλύτερη από την ιδιοπερίοδο  $T_f$  της αντίστοιχης πακτωμένης κατασκευής. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα, για  $T_b = 2.0$  sec και  $\zeta_b = 10\%$ , από το φάσμα σχεδιασμού του Σχήματος 7.18 προκύπτει  $\Phi_d(T_b, \zeta_b) = 0.137g$ . Επομένως, η εξίσωση (7.6) δίνει

$$V_b = m \Phi_d(T_b, \zeta_b) = m (0.137g) \quad \text{ή} \quad \frac{V_b}{w} = 0.137 \quad (7.7)$$

δηλαδή περίπου ίση με το 1/3 της τέμνουσας βάσης χωρίς το σύστημα σεισμικής μόνωσης.

Τα αποτελέσματα της προσέγγισης με θεώρηση άκαμπτης ανωδομής μπορούν εύκολα να επαληθευτούν με δυναμική φασματική ανάλυση του διβάθμιου σεισμικά μονωμένου συστήματος του Σχήματος 7.17. Οι δύο ιδιομορφές που προκύπτουν από τη δυναμική φασματική ανάλυση φαίνονται στο Σχήμα 7.19. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_1$  και το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιομορφή  $\zeta_1$  έχουν αντίστοιχα τιμές:  $T_1 = 2.024 \text{ sec}$ ,  $\zeta_1 = 9.65\%$ . Επειδή οι τιμές των δυναμικών παραμέτρων του συστήματος με θεώρηση άκαμπτης κατασκευής,  $T_b = 2.0 \text{ sec}$  και  $\zeta_b = 10\%$ , είναι πολύ κοντά στις αντίστοιχες τιμές της θεμελιώδους ιδιομορφής,  $T_1 = 2.024 \text{ sec}$  και  $\zeta_1 = 9.65\%$ , οι φασματικές επιταχύνσεις  $\Phi_d(T_b, \zeta_b)$  και  $\Phi_d(T_1, \zeta_1)$  είναι οι ίδιες με ακρίβεια τριών δεκαδικών ψηφίων. Επιπλέον, η δρώσα ιδιομορφική μάζα  $M_1 = 1.015m$  είναι σχεδόν ίση με τη μάζα  $m$  που υπεισέρχεται στον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης.



Σχήμα 7.19.: Θεμελιώδεις ιδιομορφές σεισμικά μονωμένου συστήματος.

Ομοίως, σύμφωνα με την εξίσωση (7.5), η μετατόπιση των μονωτήρων είναι

$$u_b = \frac{\Phi_d(T_b, \zeta_b)}{\omega_b^2} = \frac{0.137 \times 9.807}{(2\pi/2.0)^2} = 13.613 \text{ cm} \quad (7.8)$$

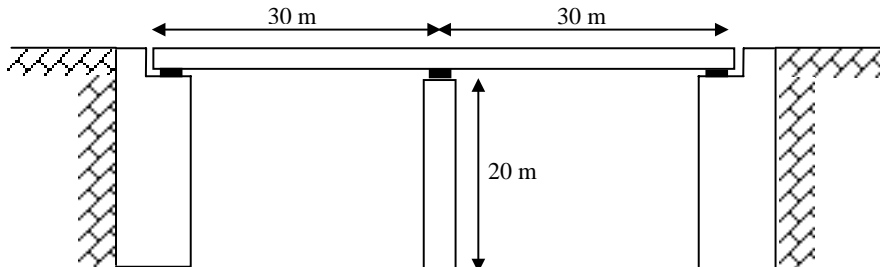
Λόγω της ακρίβειας που παρέχει, η προσέγγιση της άκαμπτης κατασκευής αποτελεί ένα ικανοποιητικό εργαλείο για την εκτίμηση της αποτελεσματικότητας ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης, καθώς και της μετατόπισης στο επίπεδο των μονωτήρων.

### 7.5.2 Ανάλυση Σεισμικά Μονωμένης Γέφυρας

Η σιδηροδρομική γέφυρα από οπλισμένο σκυρόδεμα του Σχήματος 7.20, πρόκειται να ενισχυθεί για σεισμικά φορτία με σύστημα σεισμικής μόνωσης. Τέσσερις διαφορετικοί τύποι συστημάτων έχουν προταθεί: (α)

κοινά ελαστομεταλλικά εφέδρανα (ELB), (β) ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB), (γ) ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDNR) και (δ) συστήματα σφαιρικής ολίσθησης (FPS). Σε όλες τις περιπτώσεις θα τοποθετηθούν δύο εφέδρανα τόσο στα ακρόβαθρα όσο και στο μεσόβαθρο. Οι τρεις πρώτοι τύποι εφεδράνων έχουν κυλινδρικό σχήμα με διάμετρο  $D = 80$  cm και αποτελούνται από 7 φύλλα πάχους 10 mm έκαστο. Το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης είναι  $\zeta_{b,LRB} = 20\%$  για τα LRB,  $\zeta_{b,HDNR} = 15\%$  για τα HDNR και  $\zeta_{b,FPS} = 20\%$  για τα FPS, αντίστοιχα. Επίσης τα συστήματα σφαιρικής ολίσθησης έχουν ακτίνα καμπυλότητας  $r = 1.0$  m.

Το μεσόβαθρο έχει ορθογωνική διατομή διαστάσεων  $2.0$  m  $\times$   $2.0$  m και ύψος  $h = 20$  m. Η ανωδομή αποτελείται από δύο ανοίγματα συνολικού μήκους  $L = 60$  m. Το συνολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού της γέφυρας είναι  $W = 250$  kN/m και συμπεριλαμβάνει το ίδιο βάρος, το βάρος του έρματος και το βάρος του συρμού σχεδιασμού. Η γέφυρα βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II και το έδαφος θεμελίωσης είναι κατηγορίας B. Η μελέτη της γέφυρας έχει γίνει με θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ( $q = 1.0$ ). Ο συντελεστής σπουδαιότητας της γέφυρας είναι  $\gamma_I = 1.0$ . Για τους υπολογισμούς να ληφθεί μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος  $E = 30$  GPa και μέτρο διάτμησης των εφεδράνων  $G = 1200$  kPa.



Σχήμα 7.20.: Σεισμικά μονωμένη γέφυρα δύο ανοιγμάτων.

Για τον κάθε τύπο των συστημάτων σεισμικής μόνωσης θα υπολογιστούν η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση καθώς και η αναπτυσσόμενη τέμνουσα και ροπή στη βάση του μεσοβάθρου για σεισμό κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας. Για τους υπολογισμούς θα αγνοηθεί η δυσκαμψία των ακροβάθρων.

**(α) Κοινά Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα (ELB).** Η δυσκαμψία των εφεδράνων ανά βάθρο δίνεται από την ακόλουθη σχέση:



$$\kappa_{\varepsilon\varphi.} = \frac{n G A_{\varepsilon\varphi.}}{T} = \frac{2 \times 1200 \times \pi \times 0.80^2}{4 \times 7 \times 0.01} = 17234 \text{ kN/m} \quad (7.9)$$

Επίσης η δυσκαμψία του μεσοβάθρου υπολογίζεται ως εξής

$$\kappa_{\beta\alpha\theta.} = \frac{3 E I_{\beta\alpha\theta.}}{h^3} = \frac{3 \times 30 \times 10^6 \times 2.0^4}{12 \times 20^3} = 15000 \text{ kN/m} \quad (7.10)$$

Η συνολική δυσκαμψία εφεδράνων – μεσοβάθρου είναι

$$\kappa_{\varepsilon\varphi.-\beta\alpha\theta.} = \frac{\kappa_{\varepsilon\varphi.} \kappa_{\beta\alpha\theta.}}{\kappa_{\varepsilon\varphi.} + \kappa_{\beta\alpha\theta.}} = \frac{17234 \times 15000}{17234 + 15000} = 8020 \text{ kN/m} \quad (7.11)$$

Επομένως η συνολική δυσκαμψία της σεισμικά μονωμένης γέφυρας προκύπτει ως εξής

$$K_{\gamma\varphi\varphi.} = 2 \kappa_{\varepsilon\varphi.} + \kappa_{\varepsilon\varphi.-\beta\alpha\theta.} = 2 \times 17234 + 8020 = 42488 \text{ kN/m} \quad (7.12)$$

Αγνοώντας τη συνεισφορά του μεσοβάθρου, η συνολική ταλαντούμενη μάζα της γέφυρας είναι ίση με τη μάζα της ανωδομής

$$M_{\gamma\varphi\varphi.} = W L / g = 250 \times 60 / 9.81 = 1529 \text{ Mgr} \quad (7.13)$$

Η ιδιοπερίοδος της γέφυρας δίνεται από τη σχέση

$$T_{\gamma\varphi\varphi.} = 2 \pi \sqrt{\frac{M_{\gamma\varphi\varphi.}}{K_{\gamma\varphi\varphi.}}} = 2 \pi \sqrt{\frac{1529}{42488}} = 1.19 \text{ sec} \quad (7.14)$$

Για έδαφος κατηγορίας Β η χαρακτηριστική περίοδος είναι  $T_2 = 0.60$  sec. Επειδή  $T_{\gamma\varphi\varphi.} > T_2$ , σύμφωνα με το Παράρτημα Α του *EAK 2000*, η επιτάχυνση σχεδιασμού της σεισμικά μονωμένης γέφυρας είναι

$$\begin{aligned} \Phi_d(T_{\gamma\varphi\varphi.}) &= \gamma_I A \frac{n \vartheta \beta_o}{q} \left( \frac{T_2}{T_{\gamma\varphi\varphi.}} \right) = \\ &= 1.0 \times 0.24g \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 2.5}{1.0} \left( \frac{0.60}{1.19} \right) = 0.30g \end{aligned} \quad (7.15)$$

Επομένως, η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση της γέφυρας δίνεται από τη σχέση

$$\delta_{max} = \frac{\Phi_d (T_{\gamma\epsilon\phi.})}{\omega^2} = \frac{0.30 \times 9.81}{(2\pi/1.19)^2} = 0.107 \text{ m} = 10.7 \text{ cm} \quad (7.16)$$

Επίσης, η τέμνουσα που αναπτύσσεται στη βάση του μεσοβάθρου είναι

$$V_{\beta\alpha\theta.} = \kappa_{\epsilon\phi.-\beta\alpha\theta.} \delta_{max} = 8020 \times 0.107 = 855 \text{ kN} \quad (7.17)$$

Η αντίστοιχη ροπή είναι

$$M_{\beta\alpha\theta.} = V_{\beta\alpha\theta.} h = 855 \times 20 = 17103 \text{ kNm} \quad (7.18)$$

**(β) Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα με Πυρήνα Μολύβδου (LRB).** Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία προκύπτει  $\kappa_{\epsilon\phi.} = 17234 \text{ kN/m}$  και  $\kappa_{\beta\alpha\theta.} = 15000 \text{ kN/m}$ . Επειδή η τέμνουσα που παραλαμβάνουν τα εφέδρανα στο μεσόβαθρο είναι ίση με την τέμνουσα που παραλαμβάνει το μεσόβαθρο ισχύει

$$\kappa_{\epsilon\phi.} \delta_{\epsilon\phi.} = \kappa_{\beta\alpha\theta.} \delta_{\beta\alpha\theta.} \Rightarrow \frac{\kappa_{\epsilon\phi.}}{\kappa_{\beta\alpha\theta.}} = \frac{\delta_{\beta\alpha\theta.}}{\delta_{\epsilon\phi.}} \Rightarrow \delta_{\beta\alpha\theta.} = 1.15 \delta_{\epsilon\phi.} \quad (7.19)$$

Άρα το συνολικό ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης εφεδράνων – βάθρου είναι

$$\zeta_{\epsilon\phi.-\beta\alpha\theta.} = \frac{\delta_{\beta\alpha\theta.} \zeta_{\beta\alpha\theta.} + \delta_{\epsilon\phi.} \zeta_{b,LRB}}{\delta_{\beta\alpha\theta.} + \delta_{\epsilon\phi.}} = \frac{1.15 \times 0.05 + 0.20}{1.15 + 1.0} = 0.12 \quad (7.20)$$

Το αντίστοιχο ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης για τα ακρόβαθρα είναι  $\zeta_{\alpha\kappa\rho.} = \zeta_{b,LRB} = 0.20$ .

Με βάση τη σχετική δυσκαμψία του μεσοβάθρου και του ακροβάθρου υπολογίζουμε τη μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε στοιχείο, αντίστοιχα

$$M_{\beta\alpha\theta.} = \frac{\kappa_{\epsilon\phi.-\beta\alpha\theta.}}{K_{\gamma\epsilon\phi.}} M_{\gamma\epsilon\phi.} = \frac{8020}{42488} M_{\gamma\epsilon\phi.} = 0.19 M_{\gamma\epsilon\phi.} \quad (7.21)$$

$$M_{\alpha\kappa\rho.} = (1 - 0.19) M_{\gamma\epsilon\phi.} = 0.81 M_{\gamma\epsilon\phi.} \quad (7.22)$$

Επομένως το συνολικό ισοδύναμο ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης της γέφυρας είναι

$$\begin{aligned}\zeta_{\gamma\epsilon\varphi.} &= \frac{\zeta_{\epsilon\varphi.-\beta\alpha\theta.} M_{\beta\alpha\theta.} + \zeta_{\alpha\kappa\rho.} M_{\alpha\kappa\rho.}}{M_{\gamma\epsilon\varphi.}} = \\ &= \frac{0.12 \times 0.19 + 0.20 \times 0.81}{1.0} = 0.185\end{aligned}\quad (7.23)$$

Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση η ιδιοπερίοδος της γέφυρας είναι  $T_{\gamma\epsilon\varphi.} = 1.19$  sec. Επειδή  $\zeta_{\gamma\epsilon\varphi.} \neq 5\%$  ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης δίνεται από τη σχέση (7.3)\*

$$n = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta_{\gamma\epsilon\varphi.}}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 0.185}} = 0.58$$

Επειδή  $n < 0.7$  λαμβάνουμε  $n = 0.7$ . Επομένως σύμφωνα με την εξίσωση (7.15) είναι

$$\begin{aligned}\Phi_d(T_{\gamma\epsilon\varphi.}) &= \gamma_I A \frac{n^\vartheta \beta_o}{q} \left( \frac{T_2}{T_{\gamma\epsilon\varphi.}} \right) = \\ &= 1.0 \times 0.24g \times \frac{0.7 \times 1.0 \times 2.5}{1.0} \left( \frac{0.60}{1.19} \right) = 0.21g\end{aligned}$$

Άρα η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση της γέφυρας είναι

$$\delta_{\max} = \frac{\Phi_d(T_{\gamma\epsilon\varphi.})}{\omega^2} = \frac{0.21 \times 9.81}{(2\pi/1.19)^2} = 0.075 \text{ m} = 7.5 \text{ cm}$$

Επίσης

$$V_{\beta\alpha\theta.} = \kappa_{\epsilon\varphi.-\beta\alpha\theta.} \delta_{\max} = 8020 \times 0.075 = 599 \text{ kN}$$

$$M_{\beta\alpha\theta.} = V_{\beta\alpha\theta.} h = 599 \times 20 = 11972 \text{ kNm}$$

---

\* Η σχέση (7.3) δεν δίνει συντηρητικά αποτελέσματα για υψηλά ποσοστά απόσβεσης. Για το λόγο αυτό στους ευρωκώδικες και στους αμερικανικούς κανονισμούς χρησιμοποιούνται άλλες ακριβέστερες σχέσεις.

(γ) **Ελαστομεταλλικά Εφεδράνα Υψηλής Απόσβεσης (HDNR).** Εργαζόμενοι όμοια με την περίπτωση (β) βρίσκουμε  $\zeta_{εφ.-βαθ.} = 0.10$ ,  $\zeta_{γεφ.} = 0.14$  και  $n = 0.66$ . Έτσι λαμβάνοντας  $n = 0.7$ , έχουμε  $\Phi_d(T_{γεφ.}) = 0.21g$ ,  $\delta_{max} = 7.5$  cm,  $V_{βαθ.} = 599$  kN και  $M_{βαθ.} = 11972$  kNm.

(δ) **Συστήματα Σφαιρικής Ολίσθησης (FPS).** Επειδή η δυσκαμψία των συστημάτων σφαιρικής ολίσθησης είναι ευθέως ανάλογη του βάρους που φέρουν, προκειμένου να κατανεύσουμε τη μάζα με βάση τη σχετική δυσκαμψία, θα θεωρήσουμε ότι το μεσόβαθρο παραλαμβάνει το 10% της συνολικής μάζας της γέφυρας, ενώ τα ακρόβαθρα παραλαμβάνουν το υπόλοιπο 90%. Επομένως

$$W_{βαθ.} = 0.10 W L = 0.10 \times 250 \times 60 = 1500 \text{ kN}$$

$$W_{ακρ.} = 0.90 W L = 0.90 \times 250 \times 60 = 13500 \text{ kN}$$

Η συνολική δυσκαμψία των εφεδράνων σφαιρικής ολίσθησης του μεσοβάθρου δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$K_{εφ.,1} = \frac{W_{βαθ.}}{r} = \frac{1500}{1.0} = 1500 \text{ kN/m} \quad (7.24)$$

Επίσης, όμοια με τις προηγούμενες περιπτώσεις η δυσκαμψία του μεσοβάθρου είναι  $K_{βαθ.} = 15000$  kN/m. Η συνολική δυσκαμψία εφεδράνων – βάθρου υπολογίζεται από τη σχέση (7.11)

$$K_{εφ.-βαθ.} = \frac{K_{εφ.,1} K_{βαθ.}}{K_{εφ.,1} + K_{βαθ.}} = \frac{1500 \times 15000}{1500 + 15000} = 1364 \text{ kN/m}$$

Η δυσκαμψία των εφεδράνων του κάθε ακροβάθρου είναι

$$K_{εφ.,2} = \frac{W_{ακρ.}}{2r} = \frac{13500}{2 \times 1.0} = 6750 \text{ kN/m} \quad (7.25)$$

Επομένως, σύμφωνα με τη σχέση (7.12) η συνολική δυσκαμψία της σεισμικά μονωμένης γέφυρας είναι

$$K_{γεφ.} = 2 K_{εφ.,2} + K_{εφ.-βαθ.} = 2 \times 6750 + 1364 = 14864 \text{ kN/m}$$

Ο λόγος της σχετικής δυσκαμψίας μεσοβάθρου – γέφυρας είναι  $K_{εφ.-βαθ.} / K_{γεφ.} = 1364 / 14864 = 0.09$ , οπότε η αρχική θεώρηση για την κατανομή των μαζών είναι σωστή και δεν απαιτείται επιπλέον επανάληψη.

Η ιδιοπερίοδος της γέφυρας δίνεται από τη σχέση (7.14)

$$T_{\gamma\epsilon\phi.} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{\gamma\epsilon\phi.}}{K_{\gamma\epsilon\phi.}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1529}{14864}} = 2.02 \text{ sec}$$

Επειδή η τέμνουσα που παραλαμβάνουν τα εφέδρανα στο μεσόβαθρο είναι ίση με την τέμνουσα που παραλαμβάνει το μεσόβαθρο ισχύει

$$\kappa_{\epsilon\phi.} \delta_{\epsilon\phi.} = \kappa_{\beta\alpha\theta.} \delta_{\beta\alpha\theta.} \Rightarrow \frac{\kappa_{\epsilon\phi.}}{\kappa_{\beta\alpha\theta.}} = \frac{\delta_{\beta\alpha\theta.}}{\delta_{\epsilon\phi.}} \Rightarrow \delta_{\beta\alpha\theta.} = 0.10 \delta_{\epsilon\phi.} \quad (7.19)$$

Άρα το συνολικό ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης εφεδράνων – βάρου είναι

$$\zeta_{\epsilon\phi.-\beta\alpha\theta.} = \frac{\delta_{\beta\alpha\theta.} \zeta_{\beta\alpha\theta.} + \delta_{\epsilon\phi.} \zeta_{b,LRB}}{\delta_{\beta\alpha\theta.} + \delta_{\epsilon\phi.}} = \frac{0.10 \times 0.05 + 0.20}{0.10 + 1.0} = 0.19 \quad (7.20)$$

Το αντίστοιχο ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης για τα ακρόβαθρα είναι  $\zeta_{\alpha\kappa\rho.} = \zeta_{b,FPS} = 0.20$ .

Με βάση τη σχετική δυσκαμψία του μεσοβάθρου και του ακροβάθρου υπολογίζουμε τη μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε στοιχείο, αντίστοιχα

$$M_{\beta\alpha\theta.} = \frac{\kappa_{\epsilon\phi.-\beta\alpha\theta.}}{K_{\gamma\epsilon\phi.}} M_{\gamma\epsilon\phi.} = 0.09 M_{\gamma\epsilon\phi.} \quad (7.21)$$

$$M_{\alpha\kappa\rho.} = (1 - 0.09) M_{\gamma\epsilon\phi.} = 0.91 M_{\gamma\epsilon\phi.} \quad (7.22)$$

Επομένως το συνολικό ισοδύναμο ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης της γέφυρας είναι

$$\begin{aligned} \zeta_{\gamma\epsilon\phi.} &= \frac{\zeta_{\epsilon\phi.-\beta\alpha\theta.} M_{\beta\alpha\theta.} + \zeta_{\alpha\kappa\rho.} M_{\alpha\kappa\rho.}}{M_{\gamma\epsilon\phi.}} = \\ &= \frac{0.19 \times 0.09 + 0.20 \times 0.91}{1.0} = 0.199 \end{aligned} \quad (7.23)$$

Επειδή  $\zeta_{\gamma\epsilon\phi.} \neq 5\%$  ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης δίνεται από τη σχέση (7.3)

$$n = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta_{\gamma\epsilon\phi.}}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 19.9}} = 0.57$$

Επειδή  $n < 0.7$  λαμβάνουμε  $n = 0.7$ . Επομένως, η επιτάχυνση σχεδιασμού της σεισμικά μονωμένης γέφυρας είναι

$$\begin{aligned} \Phi_d(T_{\gamma\epsilon\phi.}) &= \gamma_I A \frac{n \vartheta \beta_o}{q} \left( \frac{T_2}{T_{\gamma\epsilon\phi.}} \right) = \\ &= 1.0 \times 0.24g \times \frac{0.7 \times 1.0 \times 2.5}{1.0} \left( \frac{0.60}{2.02} \right) = 0.125g \end{aligned}$$

Άρα

$$\delta_{\max} = \frac{\Phi_d(T_{\gamma\epsilon\phi.})}{\omega^2} = \frac{0.13 \times 9.81}{(2\pi/2.02)^2} = 0.126 \text{ m} = 12.6 \text{ cm}$$

$$V_{\beta\alpha\theta.} = \kappa_{\epsilon\phi.-\beta\alpha\theta.} \delta_{\max} = 1364 \times 0.126 = 172 \text{ kN}$$

$$M_{\beta\alpha\theta.} = V_{\beta\alpha\theta.} h = 172 \times 20 = 3442 \text{ kNm}$$

Τα αποτελέσματα της επίλυσης για όλα τα συστήματα σεισμικής μόνωσης συνοψίζονται στον Πίνακα 7.3.

**Πίνακας 7.3** Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση και εντατικά μεγέθη στη βάση του βάθρου σεισμικά μονωμένης γέφυρας

Σύστημα σεισμικής μόνωσης	$\delta_{\max}$ (cm)	$V_{\beta\alpha\theta.}$ (kN)	$M_{\beta\alpha\theta.}$ (kNm)
Κοινά ελαστομεταλλικά εφέδρανα (ELB)	10.7	855	17103
Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB)	7.5	599	11972
Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDNR)	7.5	599	11972
Εφέδρανα σφαιρικής ολίσθησης (FPS)	12.6	172	3442

## 7.6 Σύγχρονοι κανονισμοί για τη σεισμική μόνωση κατασκευών

Χώρες όπως οι ΗΠΑ και η Ιαπωνία έχουν ενσωματώσει το σχεδιασμό σεισμικά μονωμένων κατασκευών στους αντισεισμικούς κανονισμούς και οδηγίες που εφαρμόζουν. Ο *Ευρωκώδικας 8* περιλαμβάνει διατάξεις που αφορούν στη σεισμική μόνωση γεφυρών με χρήση κοινών ελαστομεταλλικών εφεδράνων - ELB. Αντίστοιχα οι ελληνικές *‘Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών’* (Εγκύκλιος Ε. 39/99) αναφέρονται στον έλεγχο της αντοχής σταθερών ή κινητών ελαστομεταλλικών εφεδράνων, καθώς και στις ωθήσεις γαιών που αναπτύσσονται σε ακρόβαθρα με ελαστικά εφέδρανα ή εφέδρανα ολίσθησης. Ο *EAK 2000* αναφέρει ρητά (§ 1.1.1[2]) ότι δεν καλύπτει το θέμα της σεισμικής μόνωσης.

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται επιγραμματικά η λογική του σχεδιασμού συστημάτων σεισμικής μόνωσης, όπως αυτή καθορίζεται σε κανονισμούς των ΗΠΑ. Η μελέτη νέων σεισμικά μονωμένων κτιρίων στις ΗΠΑ γίνεται επί του παρόντος με χρήση της έκδοσης του 2000 του *Διεθνούς Κτιριακού Κανονισμού (IBC)* ή του Κεφ. 24, Μέρος 2 του *Κώδικα Κανονισμών της Καλιφόρνια*, Τμήμα ΙΙ (που αναφέρεται ως *OSHPD-96*). Οι κανονισμοί απαιτούν κάθε σύστημα σεισμικής μόνωσης να είναι σταθερό για την απαιτούμενη μετατόπιση, να παρέχει αυξανόμενη αντοχή με αύξηση της μετατόπισης και να έχει ιδιότητες που δεν αλλοιώνονται υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Μία σεισμικά μονωμένη κατασκευή σχεδιασμένη σύμφωνα με τις διατάξεις των κανονισμών αναμένεται να υπερτερήσει μίας μη σεισμικά μονωμένης κατασκευής σε μέτριες και ισχυρές σεισμικές δονήσεις. Πρόθεση των κανονισμών δεν είναι η μείωση του κατασκευαστικού κόστους αλλά ο περιορισμός των βλαβών της κατασκευής και των περιεχομένων της, λόγω του ότι η σεισμική μόνωση επιτρέπει πρακτικά ελαστική απόκριση της κατασκευής και χαμηλές επιταχύνσεις ακόμα και για ισχυρή σεισμική δόνηση.

Τα κριτήρια που υιοθετούνται από τους παραπάνω κανονισμούς προσεγγίζουν τη σεισμική διακινδύνευση σε δύο επίπεδα:

- **Σεισμός Σχεδιασμού (DBE).** Το επίπεδο της εδαφικής ταλάντωσης με 10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια (σεισμός με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια). Ταυτίζεται με τη σεισμική ένταση του σεισμού σχεδιασμού του *EAK 2000*.
- **Μέγιστος Ικανός Σεισμός (MCE).** Το μέγιστο επίπεδο της εδαφικής ταλάντωσης που εκτιμάται ότι μπορεί να συμβεί στη θέση του έργου. Αυτό μπορεί να ληφθεί ως το επίπεδο της εδαφικής κίνησης με 10% πιθανότητα υπέρβασης σε 100 χρόνια (σεισμός με περίοδο επαναφοράς 1000 χρόνια).

Παλαιότερες εκδόσεις του *UBC* έδιναν έμφαση σε μία απλή, ισοδύναμη στατική μέθοδο σχεδιασμού που εκμεταλλευόταν το γεγονός ότι σε μία σεισμικά μονωμένη κατασκευή οι παραμορφώσεις περιορίζονται στο επίπεδο των μονωτήρων και, επομένως, η ανώδομη μετακινείται σχεδόν σαν στερεό σώμα. Σε όλες τις μελέτες συστημάτων σεισμικής μόνωσης είναι απαραίτητο να προηγηθεί μια 'ισοδύναμη στατική ανάλυση', η οποία κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες μπορεί να είναι η μόνη μέθοδος σχεδιασμού που απαιτείται. Με την εξέλιξη του κανονισμού, οι περιπτώσεις στις οποίες απαιτείται δυναμική ανάλυση έχουν αυξηθεί.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Shriali, M.K., Jangid, R.S. (2003), Seismic response of base-isolated liquid storage tanks, *Journal of Vibration and Control*, **9**, 10, pp. 1201-1218.
2. Tsai, C.S., Chen, B.J., Chiang, T.C. (2003), Experimental and computational verification of reasonable design formulae for base-isolated structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**, 9, pp. 1389-1406.
3. Calio, I., Marletta, M. (2003), Passive control of the seismic rocking response of art objects, *Engineering Structures*, **25**, 8, pp. 1009-1018.
4. Logiadis, J., Zilch, K. and Meskouris, K. (2003), Uplift and Tension Control for Seismic Isolation Bearings, *Proceedings of FIB Symposium: Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens.
5. Kelly, J.M. (2002), Seismic isolation systems for developing countries, *Earthquake Spectra*, **18**, 3, pp. 385-406.
6. Taniwangsa, W. (2002), Design considerations for a base-isolated demonstration building, *Earthquake Spectra*, **18**, 4, pp. 761-776.
7. Spyrakos, C.C., Vlassis, A.G. (2002), Effect of soil-structure interaction on seismically isolated bridges, *Journal of Earthquake Engineering*, **6**, 3, pp. 391-429.
8. Newman, A. (2001), *Structural Renovation of Buildings: Methods, Details, and Design Examples*, McGraw-Hill, New York, Chapter 11.
9. Vlassis, A.G. and Spyrakos, C.C. (2001), Seismically Isolated Bridge Piers on Shallow Soil Stratum with Soil-Structure Interaction, *Computers and Structures*, **79**, 32, pp. 2847-2861.
10. Wang, Y.P., Teng, M.C., Chung, K.W. (2001), Seismic isolation of rigid cylindrical tanks using friction pendulum bearings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **30**, 7, pp.1083-1099.
11. Hart, G.C., Brandow, G., Johnston, R. (2001), Seismic rehabilitation of a base-isolated building using viscous dampers, *Structural Design of Tall Buildings*, **10**, 5, pp. 335-338.



12. Youssef, N. (2001), Viscous dampers at multiple levels for the historic preservation of Los Angeles City Hall, *Structural Design of Tall Buildings*, **10**, 5, pp. 339-350.
13. De Luca, A., Mele, E., Molina, J. (2001), Base isolation for retrofitting historic buildings: Evaluation of seismic performance through experimental investigation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **30**, 8, pp. 1125-1145.
14. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Αθήνα, Κεφάλαιο 2.
15. Komodromos, P. (2000), *Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures*, WIT Press, Southampton, UK.
16. Naeim, F. and Kelly, J.M. (1999), *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*, John Wiley & Sons, Inc., New York, Chapters 3 and 4.
17. Saiidi, M., Maragakis, E. (1999), Effect of base isolation on the seismic response of multi-column bridges, *Structural Engineering and Mechanics*, **8**, 4, pp. 411-419.
18. International Conference of Building Officials (2000), Seismically Isolated Structures, *International Building Code*, Chapter 16, Section 1623, Whittier, CA.
19. State of California (1996), Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures, Administrative Code, Title 24, Part 2, Division III.
20. Mokha, A.S., Amin, N., Constantinou, M.C. (1996), Seismic isolation retrofit of large historic building, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **122**, 3, pp. 298-308.
21. Chopra, A.K. (1995), *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, Chapter 20.

# Κεφάλαιο 8

---

## ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

### ΓΕΦΥΡΩΝ

---

#### 8.1 Εισαγωγή – Συνηθέστερα είδη βλαβών σε γέφυρες

Οι γέφυρες ανεξάρτητα από τη σπουδαιότητά τους αποτελούν τεχνικά έργα με εξαιρετικά μεγάλη σημασία για τα συγκοινωνιακά δίκτυα, τόσο για τη μεταφορά ατόμων, όσο και για τη διακίνηση αγαθών. Σε χώρες αυξημένης σεισμικής επικινδυνότητας όπως η Ελλάδα, οι γέφυρες κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού υπόκεινται σε κίνδυνο αστοχίας που αφορά είτε σε βλάβη, ελαφρά ή σοβαρή, συγκεκριμένων δομικών στοιχείων της κατασκευής είτε ακόμη και σε κατάρρευση του συνόλου ή μέρους του φορέα. Σε κάθε περίπτωση σοβαρής αστοχίας μίας γέφυρας δημιουργείται πρόβλημα διακοπής της κυκλοφορίας, γεγονός εξαιρετικά ανεπιθύμητο κατά το κρίσιμο χρονικό διάστημα μετά το σεισμό, όπου η λειτουργία του οδικού δικτύου είναι απαραίτητη για την αντιμετώπιση των συνεπειών του σεισμού.

Τα συνηθέστερα είδη βλαβών που μπορεί να υποστεί μία γέφυρα λόγω σεισμού, συνοψίζονται στις ακόλουθες τρεις κύριες κατηγορίες:

1. Απώλεια στήριξης της ανωδομής της γέφυρας στα υποκείμενα ακρόβαθρα ή μεσόβαθρα σε μη σταθερές ακραίες στηρίξεις στη διαμήκη διεύθυνση (Σχήμα 8.1) ή μεταξύ γειτονικών τμημάτων φορέα σε ενδιάμεσους αρμούς διαχωρισμού διατεταγμένους μέσα στο άνοιγμα λόγω ανεπαρκούς μήκους έδρασης.
2. Σημαντική απώλεια αντοχής λόγω αποσάθρωσης του σκυροδέματος και αστοχίας του οπλισμού των βάθρων. Ανάλογα με τη γεωμετρία του βάθρου, οι βλάβες μπορεί να είναι καμπτικού (Σχήμα 8.2) ή διατμητικού τύπου (Σχήμα 8.3).
3. Βλάβες των ακρόβαθρων ή των θεμελίων των βάθρων λόγω αστοχίας του εδάφους θεμελίωσης (Σχήμα 8.4), που οφείλεται σε ρευστοποίηση, εκτεταμένη καθίζηση, κτλ. Αυτού του είδους οι βλάβες, ακόμα και αν δεν επηρεάσουν τη στατική ακεραιότητα του φορέα, κατά κανόνα καθιστούν τη γέφυρα μη προσιτή.



*Σχήμα 8.1.: Αστοχία λόγω απώλειας στήριξης.*



*Σχήμα 8.2.: Αστοχία καμπτικού τύπου.*

Από τις τρεις παραπάνω κατηγορίες βλαβών, συχνότερες είναι αυτές που σχετίζονται με μείωση της καμπτικής ή διατμητικής αντοχής των βάρων. Συνήθως δεν οδηγούν σε κατάρρευση της γέφυρας και είναι επισκευάσιμες, σε αντίθεση με τις δύο άλλες κατηγορίες βλαβών, οι συνέπειες των οποίων είναι στις περισσότερες περιπτώσεις καταστροφικές.



*Σχήμα 8.3.: Αστοχία διατμητικού τύπου.*



*Σχήμα 8.4.: Αστοχία ακρόβαθρου λόγω ρευστοποίησης εδάφους θεμελίωσης.*

## 8.2 Διαδικασία σεισμικής αξιολόγησης και φιλοσοφία ενίσχυσης γεφυρών

Πέρα από τις αυστηρές απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού των νέων γεφυρών, που έχουν επιβληθεί από τους σύγχρονους κανονισμούς και τη θεαματική αύξηση της επιστημονικής γνώσης πάνω στο αντικείμενο αυτό, εξαιρετικά σημαντικό είναι και το θέμα του προσεισμικού ελέγχου και αναβάθμισης των υφιστάμενων γεφυρών έτσι ώστε να ανταποκρίνονται στις σύγχρονες ανάγκες σεισμικής προστασίας. Η εμπειρία έχει δείξει ότι πολλές φορές η αστοχία μίας γέφυρας μπορεί να προληφθεί με σχετικά απλές και μη

δαπανηρές επεμβάσεις, αρκεί να έχει επισημανθεί το αδύνατο σημείο προ του σεισμού. Σε χώρες με προηγμένο τεχνολογικό επίπεδο και μεγάλα σεισμικά προβλήματα, όπως οι ΗΠΑ, η Ιαπωνία και η Νέα Ζηλανδία, έχουν ήδη γίνει σημαντικά βήματα προς αυτή την κατεύθυνση. Στην Ελλάδα, όπως άλλωστε και σε πολλές άλλες χώρες, η συγκεκριμένη προσπάθεια βρίσκεται ακόμα στο ξεκίνημα, αν και πρόσφατα έχουν γίνει κάποιες ενέργειες προς αυτή την κατεύθυνση.

Οι μέθοδοι προσεισμικού ελέγχου στοχεύουν στον εντοπισμό των γεφυρών που πρέπει να αξιολογηθούν λεπτομερώς και να εξεταστεί η πιθανότητα σεισμικής τους ενίσχυσης κατά προτεραιότητα. Οι παράμετροι που λαμβάνονται υπόψη για την ταξινόμηση αυτή είναι οι ακόλουθες:

- Δομική τρωτότητα.
- Σπουδαιότητα.
- Σεισμική επικινδυνότητα.
- Εδαφικά χαρακτηριστικά.
- Κοινωνικοοικονομικοί παράγοντες.

Η πλήρης διαδικασία περιλαμβάνει βασικά τον υπολογισμό του *δείκτη δομικής τρωτότητας*, του *δείκτη σπουδαιότητας* και του *δείκτη σεισμικής επικινδυνότητας* και συμπληρωματικά τη θεώρηση *κοινωνικοοικονομικών παραγόντων* για την εξαγωγή των τελικών συμπερασμάτων όσον αφορά στην προτεραιότητα σεισμικής ενίσχυσης κάθε γέφυρας.

Ο δείκτης δομικής τρωτότητας είναι συνάρτηση της τρωτότητας των εφεδράνων, σεισμικών συνδέσμων, εδράσεων, μεσόβαθρων, ακρόβαθρων και ρευστοποίησης εδάφους, αλλά και της χρονολογίας μελέτης και της γενικής κατάστασης της γέφυρας. Αντίστοιχα ο δείκτης σπουδαιότητας εξαρτάται από διάφορες συγκοινωνιακές παραμέτρους, τις απώλειες ανθρώπινων ζωών και τις οικονομικές ζημιές που θα προκύψουν από ενδεχόμενη κατάρρευση της γέφυρας, τη στρατηγική σημασία της γέφυρας και τις συνέπειες από την αστοχία δικτύων (ύδρευσης, αποχέτευσης, φυσικού αερίου, κτλ.) που διέρχονται πάνω από τη γέφυρα στην περίπτωση υπερβολικής σεισμικής μετακίνησης του φορέα. Τέλος ο δείκτης σεισμικής επικινδυνότητας είναι συνάρτηση εδαφικών παραμέτρων, όπως αυτές ορίζονται στον αντίστοιχο αντισεισμικό κανονισμό κάθε χώρας.

Με βάση τους παραπάνω δείκτες υπολογίζεται ο *δείκτης σεισμικής τρωτότητας* της γέφυρας και ακολούθως, σε συνδυασμό με κοινωνικοοικονομικά κριτήρια, προσδιορίζεται ο *βαθμός προτεραιότητας* για περαιτέρω έλεγχο και ενδεχόμενη σεισμική ενίσχυση της εξεταζόμενης γέφυρας. Τα κοινωνικοοικονομικά κριτήρια καθορίζονται από τις αρμόδιες κρατικές αρχές σε συνεργασία με τους παράγοντες της τοπικής αυτοδιοίκησης.

Στην περίπτωση που οι δείκτες δομικής και σεισμικής τρωτότητας υπερβαίνουν συγκεκριμένες τιμές, απαιτείται περαιτέρω έλεγχος της γέφυρας που σκοπό έχει την ορθολογικότερη και με βάση πληρέστερα στοιχεία διερεύνηση της δομικής τρωτότητας του έργου. Από τη διερεύνηση αυτή θα προκύψει η αναγκαιότητα εκπόνησης ειδικής μελέτης ελέγχου σεισμικής επάρκειας και ενίσχυσης της γέφυρας.

Σε γενικές γραμμές υπάρχουν δύο θεμελιώδεις αποφάσεις που πρέπει να ληφθούν πριν την έναρξη της διαδικασίας σεισμικής ενίσχυσης μίας γέφυρας. Η πρώτη, με βάση τα αποτελέσματα του προσεισμικού ελέγχου που πρέπει να έχει προηγηθεί, αφορά στο αν η υπολογισμένη πιθανότητα βλαβών ή αστοχίας της υπόψιν γέφυρας δικαιολογεί βάσιμα την ενίσχυση. Η απόφαση αυτή κατά κανόνα εξαρτάται από τη σύγκριση με άλλες γέφυρες για τις οποίες εξετάζεται η περίπτωση της σεισμικής ενίσχυσης (διαδικασία που ονομάζεται *βαθμονόμηση*), αλλά και από τους διαθέσιμους οικονομικούς πόρους. Αφού ληφθεί η απόφαση για την ενίσχυση, η δεύτερη απόφαση αφορά στο επίπεδο στο οποίο η γέφυρα πρέπει να ενισχυθεί. Θεωρητικά, η απόφαση πρέπει να βασίζεται σε οικονομικοτεχνική ανάλυση. Είναι πιθανό, π.χ. η σεισμική τρωτότητα να μειώνεται σημαντικά με αύξηση του μήκους έδρασης στις θέσεις των αρμών. Η πρόσθετη μείωση της τρωτότητας με πλήρη ενίσχυση της γέφυρας, η οποία περιλαμβάνει ενίσχυση των βάθρων, της θεμελίωσης και πιθανόν της ανωδομής, μπορεί να είναι μικρή και να επιτυγχάνεται μόνο με σημαντική αύξηση του κόστους.

Υπάρχει, παρόλ' αυτά, και η άποψη υπέρ της πλήρους ενίσχυσης με βάση τα τρέχοντα κριτήρια σεισμικής συμπεριφοράς που καθορίζονται για το σχεδιασμό νέων γεφυρών. Πρώτον, η οικονομικοτεχνική ανάλυση εμπεριέχει πολλές αβεβαιότητες και, επιπλέον, η πιθανότητα σημαντικού σφάλματος στην εκτίμηση της περιόδου επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού της ενισχυμένης γέφυρας πρέπει να ληφθεί σοβαρά υπόψη. Δεύτερον, παρόλο που η οικονομικοτεχνική ανάλυση είναι χρήσιμη ως γενικευμένο στατιστικό εργαλείο όταν εφαρμόζεται σε ένα μεγάλο πλήθος γεφυρών, η κοινή γνώμη δεν συμερίζεται τέτοιου είδους αιτιάσεις όταν πρόκειται για θέματα προστασίας έναντι φυσικών καταστροφών. Η αστοχία κατά τη διάρκεια ενός σεισμού μίας γέφυρας που έχει αναβαθμιστεί ώστε να αντέχει ένα μέτριο επίπεδο σεισμικής φόρτισης θα θεωρηθεί από την κοινή γνώμη και ιδιαίτερα από τα ΜΜΕ απαράδεκτη, ειδικά όταν αποκαλυφθεί ότι θα μπορούσε να εξασφαλιστεί η ακεραιότητα της κατασκευής εάν είχε επιλεγεί υψηλότερος βαθμός ενίσχυσης. Ένα επιπλέον επιχείρημα υπέρ της σεισμικής ενίσχυσης είναι ότι οι ισχύουσες αντισεισμικές διατάξεις των κανονισμών γεφυρών δεν βασίζονται σε οικονομικοτεχνικές αναλύσεις, οι οποίες ενδέχεται να δικαιολογούσαν, εφόσον γίνονταν, πολύ χαμηλότερα επίπεδα αντισεισμικής προστασίας. Επομένως δεν είναι λογικό οι αναλύσεις

αυτές να είναι δεσμευτικές για την επιλογή του βαθμού σεισμικής ενίσχυσης. Σε κάθε περίπτωση το κοινό θεωρεί ότι πρέπει να προστατεύεται έναντι απωλειών μεγάλης κλίμακας που σχετίζονται με σπάνιες φυσικές καταστροφές ακόμα και αν το ανηγμένο σε ετήσια βάση κόστος αυτών των απωλειών είναι μικρό συγκρινόμενο με το κόστος που αντιστοιχεί σε πολύ πιο συχνά συμβάντα όπως είναι τα οδικά ατυχήματα.

Με βάση τα παραπάνω μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι η πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης αστοχίας πρέπει να είναι η ίδια για μία ενισχυμένη και μία νέα γέφυρα. Μπορούμε ωστόσο να δεχτούμε, με βάση την οικονομικοτεχνική ανάλυση, ότι οι ενισχυμένες κατασκευές πρέπει να έχουν μεγαλύτερη πιθανότητα ικανοποίησης της στάθμης σχεδόν πλήρους λειτουργικότητας κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού σε σχέση με τις νέες κατασκευές. Έτσι, η φιλοσοφία των ενισχύσεων γεφυρών έχει αλλάξει τα τελευταία χρόνια, κυρίως στην Καλιφόρνια όπου και υπάρχουν οι περισσότερες εφαρμογές σεισμικά ενισχυμένων γεφυρών. Συγκεκριμένα, μετά το σεισμό του 1971 στο San Fernando, το Υπουργείο Συγκοινωνιών της Καλιφόρνια (CALTRANS) ξεκίνησε ένα πρόγραμμα ενισχύσεων που περιελάμβανε την τοποθέτηση σεισμικών συνδέσμων (restrainers) κατά μήκος των αρμών της ανωδομής μεγάλου αριθμού γεφυρών για μείωση της πιθανότητας απώλειας στήριξης. Σχεδόν ταυτόχρονα παρόμοιες ενέργειες ξεκίνησαν και στην Ιαπωνία. Παρόλο που δεν ήταν αποτέλεσμα οικονομικοτεχνικής ανάλυσης, επρόκειτο για μία προσπάθεια μείωσης της σεισμικής τρωτότητας με το μικρότερο δυνατό κόστος, αν και ήταν σαφές ότι η σεισμική τρωτότητα δεν είχε μειωθεί σε επίπεδα αποδεκτά για το σχεδιασμό νέων κατασκευών. Μετά την αστοχία πολλών γεφυρών με σεισμικούς συνδέσμους κατά τη διάρκεια των σεισμών του 1987 στο Whittier Narrows, του 1989 στη Loma Prieta και του 1994 στο Northridge, το CALTRANS απαιτεί οι σεισμικές ενισχύσεις γεφυρών να παρέχουν προστασία έναντι της οριακής κατάστασης αστοχίας με βάση τους σεισμούς σχεδιασμού των νέων γεφυρών.

Σε κάθε περίπτωση, εφόσον η μελέτη ενίσχυσης βασίζεται σε εμπειριστωμένη ανάλυση και όχι σε γενικούς εμπειρικούς κανόνες, είναι συγκριτικά ακριβέστερος ο σχεδιασμός για ένα συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικής τρωτότητας, ανεξάρτητα με το αν αυτό αντιστοιχεί στο επίπεδο σεισμικής δράσης μίας νέας γέφυρας ή κάποιο χαμηλότερο.

### **8.3 Μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης δομικών στοιχείων γέφυρας**

Παρακάτω περιγράφονται οι πιο συνηθισμένες μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την επισκευή και ενίσχυση των βάθρων, της κεφαλής των βάθρων, των κόμβων κεφαλής δοκού – υποστύλωματος και της ανωδομής.

### 8.3.1 Μέθοδοι Ενίσχυσης Βάθρων απο Οπλισμένο Σκυρόδεμα

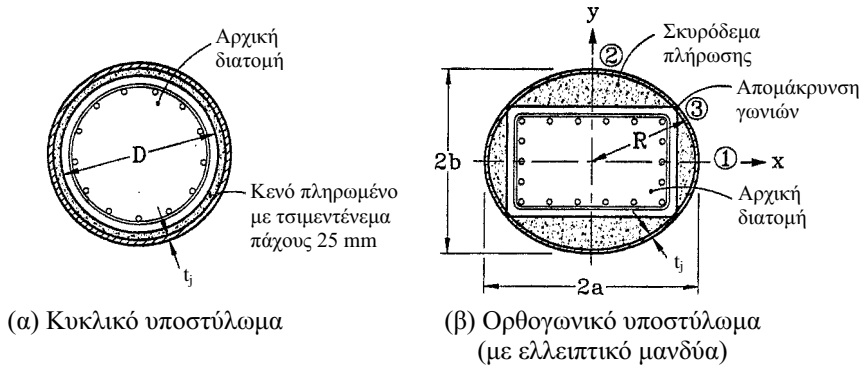
Τα βάθρα από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι συνήθως ευπαθή όσον αφορά στην καμπτική τους πλαστιμότητα, στη διατμητική τους αντοχή και στην καμπτική τους αντοχή, λόγω σύνδεσης οπλισμού με παράθεση στις κρίσιμες περιοχές ή πρόωρης διακοπής του διαμήκους οπλισμού.

Παρόλο που διάφορες μέθοδοι ενίσχυσης των βάθρων έχουν αναπτυχθεί και ελεγχθεί πειραματικά, ένας σχετικά μικρός αριθμός αυτών έχει εφαρμοσθεί στην πράξη. Οι μέθοδοι ενίσχυσης των βάθρων περιλαμβάνουν προσαρμογή μεταλλικών μανδύων, ενεργή περίσφιγξη με προεντεταμένο πλέγμα, χρήση μανδύων από σύνθετα υλικά (ινοπλισμένα πολυμερή σε εποξική βάση) και κατασκευή μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Από τις παραπάνω, οι πλέον διαδεδομένες μέθοδοι ενίσχυσης που εφαρμόζονται σήμερα είναι η προσαρμογή μεταλλικών μανδύων ή μανδύων από σύνθετα υλικά, ενώ σε μικρότερο βαθμό γίνονται ενισχύσεις βάθρων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.

**(α) Μεταλλικοί Μανδύες.** Η διαδικασία αναπτύχθηκε αρχικά για υποστυλώματα βάθρων με κυκλική διατομή. Δύο κελύφη από μεταλλικό έλασμα με ημικυλινδρική μορφή και ακτίνα από 12.5 έως 25 mm μεγαλύτερη από την ακτίνα του υποστυλώματος, τοποθετούνται πάνω από την περιοχή που πρέπει να ενισχυθεί και συγκολλούνται επιτόπου με συνεχή ραφή, έτσι ώστε να σχηματίσουν σωλήνα, μεταξύ του οποίου και του υποστυλώματος υπάρχει μικρό δακτυλιοειδές κενό. Το κενό πληρώνεται με τσιμεντένεμα, αφού ξεπλυθεί με νερό. Συνήθως, ένα διάστημα περίπου 50 mm αφήνεται μεταξύ του μανδύα και της κεφαλής του θεμελίου ή του βάθρου, έτσι ώστε να αποφευχθεί η πιθανότητα δράσης του μανδύα ως θλιβόμενου οπλισμού που μπορεί να ασκήσει πίεση στο θεμέλιο ή στην κεφαλή για μεγάλες γωνίες στροφής. Με τον τρόπο αυτό αποφεύγεται η υπερβολική αύξηση της καμπτικής αντοχής στην περιοχή σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης, η οποία θα μπορούσε να έχει ως αποτέλεσμα αυξήσεις στα εντατικά μεγέθη (ροπές και τέμνουσες) που μεταβιβάζονται στα θεμέλια και στις κεφαλές των βάθρων κάτω από σεισμική φόρτιση.

Ο μεταλλικός μανδύας είναι αποτελεσματικός στην ανάπτυξη παθητικής περίσφιγξης στο σκυρόδεμα του υποστυλώματος. Συγκεκριμένα, καθώς το σκυρόδεμα προσπαθεί να διογκωθεί πλευρικά, στη μεν θλιβόμενη ζώνη λόγω υψηλών αξονικών θλιπτικών παραμορφώσεων, στη δε εφελκυσμένη ζώνη λόγω διαστολής των συνδέσεων οπλισμού με παράθεση που σηματοδοτούν την έναρξη αστοχίας των συνδέσεων, πλευρικές τάσεις περίσφιγξης ασκούνται στο σκυρόδεμα από τον εύκαμπτο μανδύα. Το επίπεδο περίσφιγξης εξαρτάται από την αντοχή και τη δυσκαμψία του μεταλλικού μανδύα.

Με παρόμοιο τρόπο ο μανδύας δρα αποτρεπτικά στην πλευρική διόγκωση του υποστυλώματος που σχετίζεται με την ανάπτυξη διαγωνίων διατμητικών ρωγμών. Και στις δύο περιπτώσεις – περίσφιξη περιοχών σχηματισμού καμπτικών αρθρώσεων και ενδεχόμενων διατμητικών αστοχιών – ο μανδύας μπορεί να θεωρηθεί ισοδύναμος με επάλληλες στρώσεις κυκλικών συνδετήρων (ή σπειροειδούς οπλισμού). Στο Σχήμα 8.5α φαίνονται λεπτομέρειες του μανδύα.



Σχήμα 8.5.: Ενίσχυση βάθρων με μεταλλικούς μανδύες.

Σε υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής, συνιστάται η χρήση ελλειπτικού μανδύα, ο οποίος παρέχει συνεχή περίσφιξη παρόμοια με αυτή του κυκλικού υποστυλώματος, με τη διαφορά ότι η τάση που αναπτύσσεται ποικίλει κατά μήκος της περιφέρειας λόγω της συνεχούς μεταβολής της καμπυλότητας του μανδύα (Σχήμα 8.5β). Το κενό μεταξύ του μανδύα και του υποστυλώματος πληρώνεται με έγχυτο σκυρόδεμα και όχι με τσιμεντένεμα.

Ορθογώνιοι μεταλλικοί μανδύες για την ενίσχυση ορθογωνικών υποστυλωμάτων δεν συνιστώνται. Παρόλο που τέτοιου είδους μανδύες μπορεί να είναι πλήρως αποτελεσματικοί για αύξηση της διατμητικής αντοχής, ένα υποστυλώμα ενισχυμένο για διάτμηση συνήθως απαιτεί αύξηση και της καμπτικής πλαστιμότητας, η οποία δεν παρέχεται από το μεταλλικό μανδύα εκτός από τις γωνίες, καθώς θα υπάρχει πολύ λίγος περιορισμός της πλευρικής διόγκωσης του πυρήνα λόγω κάμψης του μανδύα. Πειραματικοί έλεγχοι διαφόρων ορθογωνίων μανδύων έχουν αποδείξει ότι αυτοί είναι σημαντικά λιγότερο αποτελεσματικοί σε σχέση με τους ελλειπτικούς μανδύες.

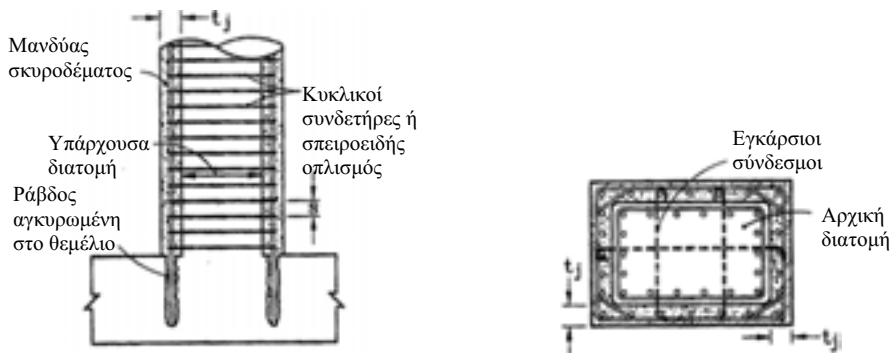
Η χρήση μεταλλικών μανδύων έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως στην Καλιφόρνια ως κύρια μέθοδος ενίσχυσης βάθρων γεφυρών, με εκατοντάδες γέφυρες να έχουν ενισχυθεί έως σήμερα. Κατά τη διάρκεια του σεισμού στο Northridge το 1994, σχεδόν 50 γέφυρες με βάθρα ενισχυμένα με



μεταλλικούς μανδύες υποβλήθηκαν σε δόνηση με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση της τάξης του 0.3g ή μεγαλύτερη. Καμία από αυτές τις γέφυρες δεν υπέστη βλάβες στα υποστυλώματα των βάθρων ώστε να απαιτούν σημαντικές επισκευές.

**(β) Μανδύες από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.** Η χρήση μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα σε υποστυλώματα των βάθρων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την αύξηση της καμπτικής αντοχής, της πλαστιμότητας και της διαμητικής αντοχής των υποστυλωμάτων. Παρόλο που η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται συχνότερα για την ενίσχυση υποστυλωμάτων κτιρίων και όχι γεφυρών, έχει εφαρμοσθεί για την ενίσχυση ορισμένων γεφυρών κυρίως στην Ιαπωνία. Αγκυρώνοντας το διαμήκη οπλισμό του μανδύα μέσα στο θεμέλιο με επαρκές μήκος αγκύρωσης για την ανάπτυξη αντοχής, η καμπτική αντοχή του υποστυλώματος μπορεί να αυξηθεί, παρόλο που η αύξηση αυτή πρέπει να συνοδεύεται από μέτρα ενίσχυσης του θεμελίου, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί ότι η πλαστική άρθρωση θα αναπτυχθεί στο υποστυλωμα.

Αυξημένη περίσφιγξη υποστυλωμάτων κυκλικής διατομής με μανδύα σκυροδέματος επιτυγχάνεται σχετικά εύκολα με χρήση πυκνών κυκλικών συνδετήρων ή σπειροειδούς οπλισμού με μικρό βήμα σπείρας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.6α. Παρόλ' αυτά, εκτός εάν ο μανδύας σκυροδέματος έχει ελλειπτικό ή κυκλικό σχήμα, είναι δύσκολο να επιτευχθεί επαρκής περίσφιγξη με ορθογωνικό μανδύα σκυροδέματος. Οι διαμήκεις ράβδοι στο μέσον κάθε πλευράς θα είναι ευάλωτες σε λυγισμό και μόνο το σκυρόδεμα κοντά στις γωνίες θα είναι επαρκώς περισφιγμένο. Η κατάσταση αυτή μπορεί να βελτιωθεί με αφαίρεση του σκυροδέματος των γωνιών της υπάρχουσας διατομής έως τις γωνιακές ράβδους και χρήση συνδετήρων στο μανδύα σκυροδέματος, οι οποίες έχουν καμφθεί κατά  $45^\circ$  στις γωνίες, εναλλάξ με ορθογωνικούς συνδετήρες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.6β.



(α) Κυκλικό υποστυλωμα (όψη)

(β) Ορθογωνικό υποστυλωμα (τομή)

Σχήμα 8.6.: Ενίσχυση βάθρων με μανδύες σκυροδέματος.

Η χρήση εγκάρσιων συνδέσμων διαμέσου οπών που διαπερνούν τον πυρήνα του υπάρχοντος υποστυλώματος, που φαίνεται με διακεκομμένη γραμμή στο Σχήμα 8.6β, μπορεί να αποδειχθεί ασύμφορη κοστολογικά λύση και, επιπλέον, η τοποθέτηση των συνδέσμων είναι δύσκολη λόγω της ανάγκης να καμφθούν τα άγκιστρα στα άκρα επιτόπου αφού οι σύνδεσμοι διαπεράσουν τις οπές.

**(γ) Μανδύες από Σύνθετα Υλικά.** Η χρήση μανδύων από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών αποτελεί την πιο πρόσφατη και προηγμένη μέθοδο ενίσχυσης βάθρων. Η αποτελεσματικότητα των σύνθετων υλικών στην αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας των βάθρων έχει αποδειχθεί με σειρά πειραμάτων. Τα πειράματα αυτά έχουν δείξει ότι τα σύνθετα υλικά είναι πιο αποδοτικά όσον αφορά στην περίσφιγξη των βάθρων σε σχέση με τους μεταλλικούς μανδύες. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι ο χάλυβας παρουσιάζει μη γραμμική συμπεριφορά με αποτέλεσμα μετά τη διαρροή του, που συμβαίνει από τους πρώτους κύκλους της ανακυκλιζόμενης σεισμικής φόρτισης, να απαιτείται ολοένα μεγαλύτερη παραμόρφωση για την ανάπτυξη της απαιτούμενης τάσης περίσφιγξης. Αντίθετα τα σύνθετα υλικά συμπεριφέρονται γραμμικά μέχρι την αστοχία τους και επομένως η τάση περίσφιγξης που αναπτύσσεται στο σκυρόδεμα του βάθρου είναι σταθερή σε όλους τους κύκλους φόρτισης.

Το μήκος εφαρμογής του μανδύα ινοπλισμένου πολυμερούς για αύξηση της πλαστιμότητας του βάθρου στην περιοχή σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης συνιστάται να είναι λίγο μεγαλύτερο από το απαιτούμενο για νέες κατασκευές. Καθώς οι απαιτήσεις σε περίσφιγξη μειώνονται όσο αυξάνεται η απόσταση από την κρίσιμη διατομή, είναι αποδεκτό να μειώνεται κατά το ήμισυ το πάχος του μανδύα στο μισό ύψος της περισφιγμένης περιοχής. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται σημαντική οικονομία υλικού. Αντίστοιχη οικονομία υλικού είναι πολύ δύσκολο να επιτευχθεί στην περίπτωση μεταλλικού μανδύα λόγω κατασκευαστικών δυσχερειών.

Στις φωτογραφίες του Σχήματος 8.7 φαίνονται δύο τρόποι εφαρμογής των σύνθετων υλικών. Η πρώτη αφορά διάστρωση με το χέρι μανδύα που αποτελείται από στρώσεις εμποτισμένου με εποξική ρητίνη υφάσματος ύαλωνημάτων και η δεύτερη μηχανική περιέλιξη του υποστυλώματος με στρώσεις από ανθρακονήματα επίσης εμποτισμένα με εποξική ρητίνη. Και οι δύο μέθοδοι έχουν αποδειχθεί αποτελεσματικές σε εργαστηριακά πειράματα και έχουν εφαρμοστεί για τη σεισμική ενίσχυση βάθρων γεφυρών σε διάφορες χώρες του κόσμου.

Η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή είναι πιο κατάλληλη για βάθρα κυκλικής διατομής, αφού η επίτευξη πλήρους περίσφιγξης ορθογωνικών βάθρων απαιτεί την τροποποίηση του σχήματος της διατομής με ενισχύσεις από σκυρόδεμα ή με κάποιο άλλο τρόπο, έτσι ώστε ο μανδύας να

τοποθετηθεί πάνω σε μία συνεχή καμπύλη επιφάνεια. Παρόλ' αυτά, η έρευνα έχει δείξει ότι σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας έχει επιτευχθεί και με ορθογωνικούς μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή σε βάθρα ορθογωνικής διατομής.



Σχήμα 8.7.: Ενίσχυση με μανδύες από σύνθετα υλικά. (α) Υαλονήματα υψηλής αντοχής: διάστρωση με το χέρι. (β) Ανθρακονήματα: μηχανική περιέλιξη.

### 8.3.2 Κριτήρια Σχεδιασμού Ενίσχυσης Βάθρων

(α) **Περίσφιγξη για Αύξηση της Καμπτικής Πλαστιμότητας.** Δεδομένου ότι πολλά υποστυλώματα βάθρων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές έχουν ανεπαρκή οπλισμό περισφιγξης, πρωταρχικός στόχος του σχεδιασμού ενίσχυσης των βάθρων αυτών πρέπει να είναι η αύξηση της πλαστιμότητας. Η διαδικασία που υιοθετείται κατά κανόνα συνδέει το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό περισφιγξης  $\rho_s$  με την απαιτούμενη πλαστική στροφή  $\theta_p$ . Τα βήματα του σχεδιασμού συνοψίζονται παρακάτω:

1. Με βάση τα αποτελέσματα της πλαστικής ανάλυσης, υπολογίζεται η απαιτούμενη πλαστική στροφή  $\theta_p$  της κρίσιμης περιοχής του υπό εξέταση υποστυλώματος.
2. Η πλαστική καμπυλότητα δίνεται από την εξίσωση

$$\varphi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (8.1)$$

όπου  $L_p$  είναι το μήκος της πλαστικής άρθρωσης. Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης επηρεάζεται από παράγοντες που δεν έχουν διερευνηθεί επαρκώς. Η παρακάτω σχέση δίνει μία ενδεικτική τιμή του μήκους της πλαστικής άρθρωσης

$$L_p = 0.08 L + 0.022 d_{bl} f_y \geq g + 0.044 f_y d_{bl} \quad (8.2)$$

όπου  $f_y$  και  $d_{bl}$  είναι αντίστοιχα το όριο διαρροής και η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού σε m και MPa,  $L$  είναι το ύψος του βάρου, ενώ  $g$  είναι το διάστημα που αφήνεται στην περίπτωση ενίσχυσης με μεταλλικό μανδύα μεταξύ του μανδύα και της κεφαλής του θεμελίου ή του βάρου, έτσι ώστε να αποφευχθεί η πιθανότητα δράσης του μανδύα ως θλιβόμενου οπλισμού που μπορεί να ασκήσει πίεση στο θεμέλιο ή στην κεφαλή για μεγάλες γωνίες στροφής. Πειραματικά αποτελέσματα έχουν δείξει ότι λόγω του μανδύα η πλαστιμότητα συγκεντρώνεται στο διάστημα αυτό με διείσδυση παραμορφώσεων και στις δύο πλευρές, δίνοντας τη σχέση στο δεξιό μέρος της ανίσωσης στην εξίσωση (8.2), που αποτελεί το κάτω όριο του μήκους της πλαστικής άρθρωσης.

3. Η μέγιστη απαιτούμενη καμπυλότητα είναι

$$\varphi_m = \varphi_y + \varphi_p = \mu_c \varphi_y \quad (8.3)$$

όπου η ισοδύναμη διγραμμική καμπυλότητα διαρροής  $\varphi_y$  βρίσκεται με ανάλυση ροπής – καμπυλότητας, ενώ η πλαστιμότητα καμπυλότητας στη διατομή της πλαστικής άρθρωσης  $\mu_c$  είναι συνάρτηση της επιδιωκόμενης πλαστιμότητας μετακινήσεως  $\mu_d$  του συστήματος.\*

4. Η μέγιστη απαιτούμενη θλιπτική παραμόρφωση δίνεται από την εξίσωση

$$\varepsilon_{cm} = \varphi_m c \quad (8.4)$$

όπου  $c$  είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης (από ανάλυση ροπής – καμπυλότητας ή υπολογισμό της καμπτικής αντοχής της διατομής της πλαστικής άρθρωσης).

5. Το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης  $\rho_s$  δίνεται από τη σχέση

$$\rho_s = \Phi_j (\varepsilon_{cm}) \quad (8.5)$$

\* Βλ. Προσάρτημα Α της Εγκυκλίου Ε. 39/99.

όπου  $\Phi_j$  είναι μία συνάρτηση που συνδέει το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό περισφιγξης λόγω του μανδύα με τη μέγιστη απαιτούμενη θλιπτική παραμόρφωση και εξαρτάται από το υλικό του μανδύα.

**(β) Περίσφιγξη για Καμπτική Επάρκεια των Συνδέσεων Οπλισμού με Παράθεση.** Η τάση για αστοχία των συνδέσεων οπλισμού με παράθεση, μπορεί να προβλεφθεί με εκτίμηση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας αστοχίας. Μετά την ανάπτυξη των αρχικών ρωγμών στη διεπιφάνεια ράβδου – σκυροδέματος, η αστοχία της σύνδεσης μπορεί να αποτραπεί εάν επαρκής τάση περισφιγξης ασκηθεί κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας. Αυτή η τάση παρέχεται από τον οπλισμό περισφιγξης και, εφόσον αυτός δεν επαρκεί, από το μανδύα που χρησιμοποιείται για την ενίσχυση του βάρου. Πειράματα έχουν δείξει ότι, εφόσον οι ρωγμές δεν έχουν επεκταθεί εκτενώς, γεγονός που αντιστοιχεί σε ισοδύναμη παραμόρφωση μικρότερη από  $\varepsilon_s = 0.0015$ , ένας συντελεστής τριβής  $\mu = 1.4$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη συσχέτιση της αναπτυσσόμενης εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος με τη ζητούμενη τάση περισφιγξης. Επομένως, η τάση περισφιγξης που απαιτείται για να εμποδίσει την αστοχία μίας σύνδεσης με παράθεση ράβδου εμβαδού  $A_b$  που μεταφέρει τάση  $f_s$  είναι

$$f_l = \frac{A_b f_s}{\mu p l_s} \quad (8.6)$$

όπου  $p$  είναι η περίμετρος της επιφάνειας διάρρηξης και  $l_s$  το μήκος της σύνδεσης. Εφόσον αναμένεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στην υπό εξέταση διατομή (π.χ. διατομή στη βάση του υποστυλώματος), η τιμή της τάσης που θα μεταφερθεί από τη ράβδο πρέπει να λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα ανάπτυξης υπεραντοχών από τα υλικά. Στην περίπτωση αυτή συνιστάται να λαμβάνεται  $f_s = 1.7 f_{yl}$ , όπου  $f_{yl}$  είναι η ονομαστική τάση διαρροής του διαμήκους οπλισμού. Αντικαθιστώντας στην εξίσωση (8.6) και λαμβάνοντας  $\mu = 1.4$  έχουμε

$$f_l = \frac{1.21 A_b f_{yl}}{p l_s} \quad (8.7)$$

Πρέπει να σημειωθεί πως οι απαιτήσεις περισφιγξης στις κρίσιμες περιοχές και στις περιοχές συνδέσεων οπλισμού με παράθεση δεν λειτουργούν προσθετικά στην περίπτωση που η σύνδεση με παράθεση βρίσκεται εντός της κρίσιμης περιοχής. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι σε

κάθε δεδομένη στιγμή η περίσφιγξη του σκυροδέματος λαμβάνει χώρα στη θλιβόμενη παρειά, ενώ αντίθετα ο κίνδυνος αστοχίας της σύνδεσης με παράθεση αφορά στην εφελκυσόμενη παρειά της διατομής του υπό εξέταση υποστυλώματος.

**(γ) Αύξηση της Διατμητικής Αντοχής.** Είναι κοινά αποδεκτό ότι για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής υπαρχουσών κατασκευών μπορούν να υιοθετηθούν λιγότερο συντηρητικές προσεγγίσεις σε σύγκριση με τις νέες κατασκευές. Με τον τρόπο αυτό μπορεί να εξασφαλιστεί ότι οι περιορισμένοι οικονομικοί πόροι για ενίσχυση θα τοποθετηθούν στις κατασκευές που πραγματικά χρήζουν ενίσχυσης, ενώ ταυτόχρονα αναγνωρίζεται ότι η καλύτερη γνώση των ιδιοτήτων των υλικών στα υπάρχοντα υποστυλώματα, σε σχέση με τα υποστυλώματα υπό μελέτη, έχει ως αποτέλεσμα μειωμένη αβεβαιότητα όσον αφορά στην αντοχή τους.

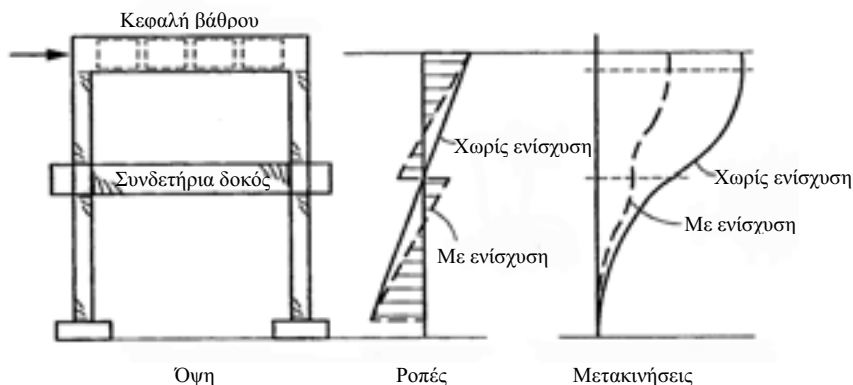
Παρόλ' αυτά, καθώς το κόστος της ενίσχυσης υποστυλωμάτων σε διάτμηση δεν επηρεάζεται σημαντικά από το πάχος του μανδύα, είναι θεμιτό να υιοθετείται η ίδια προσέγγιση τόσο για την ενίσχυση όσο και για το σχεδιασμό νέων υποστυλωμάτων σε διάτμηση. Επομένως η διατμητική δύναμη σχεδιασμού πρέπει να βασίζεται σε συντηρητικά υψηλές εκτιμήσεις της καμπτικής αντοχής του υποστυλώματος στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης και συντηρητικά χαμηλές εκτιμήσεις της διατμητικής αντοχής.

**(δ) Αύξηση της Δυσκαμψίας των Υποστυλωμάτων.** Η τοποθέτηση μανδύων στα υποστυλώματα των βάθρων μίας γέφυρας θα αυξήσει τη δυσκαμψία των υποστυλωμάτων και, επομένως, στην ελαστική περιοχή της απόκρισης, τα ενισχυμένα υποστυλώματα θα προσελκύουν μεγαλύτερο μέρος των σεισμικών δράσεων σε σχέση με τα μη ενισχυμένα (εάν υπάρχουν). Το μέγεθος της αύξησης της δυσκαμψίας εξαρτάται από το υλικό των μανδύων, το αρχικό σχήμα της διατομής του υποστυλώματος και το βαθμό της ενίσχυσης. Πρέπει να σημειωθεί ότι η αύξηση της δυσκαμψίας λόγω τοποθέτησης μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα ποικίλει σημαντικά ανάλογα με το ύψος, το πάχος και το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού.

Στην περίπτωση πολύ εύκαμπτων βάθρων, επιδιώκεται η μείωση των μετακινήσεων του φορέα έτσι ώστε να ελαχιστοποιούνται οι επιρροές δευτέρας τάξεως και οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των πλαισίων. Σε βάθρα με ένα υποστυλώμα αυτό μπορεί να επιτευχθεί, σε μέτριο βαθμό, με μεταλλικούς μανδύες ή μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, αν και είναι απίθανο ότι οι μανδύες θα χρησιμοποιηθούν μόνο για αύξηση της δυσκαμψίας των βάθρων.

Βάθρα με πολλά υποστυλώματα μεγάλου ύψους μπορούν να ενισχυθούν εναλλακτικά συνδέοντας τα υποστυλώματα με συνδετήριες δοκούς, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.8. Στην περίπτωση αυτή, εάν η συνδετήρια δοκός βρίσκεται στο μέσον του υποστυλώματος, η πλευρική αντοχή του βάθρου θα

είναι διπλάσια και οι ελαστικές μετακινήσεις μειωμένες στο ήμισυ. Η συνδετήρια δοκός μπορεί να σχεδιαστεί έτσι ώστε οι πλαστικές αρθρώσεις να σχηματιστούν είτε στα υποστύλωματα πάνω και κάτω από τη δοκό είτε, μειώνοντας την αντοχή της, στα άκρα της δοκού, προστατεύοντας έτσι τα υποστύλωματα από μη γραμμική συμπεριφορά στο μέσον τους. Παρόλ' αυτά, προκειμένου να ολοκληρωθεί ο μηχανισμός πλαστικής κατάρρευσης απαιτείται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων και στα άκρα των υποστυλωμάτων. Πρέπει να σημειωθεί ότι εφόσον η συνδετήρια δοκός έχει επαρκή αντοχή ώστε να προκαλέσει το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων στο μέσο των υποστυλωμάτων, η επιρροή των υψηλότερων ιδιομορφών μπορεί να προκαλέσει την εμφάνιση του φαινομένου του 'μαλακού ορόφου' στα οικοδομικά έργα με συγκέντρωση του μεγαλύτερου μέρους της πλαστικής παραμόρφωσης στις πλαστικές αρθρώσεις είτε πάνω είτε κάτω από τη συνδετήρια δοκό, η οποία πρέπει τότε να σχεδιαστεί για να αναλάβει μεγάλες πλαστικές στροφές. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η ικανοποιητική συμπεριφορά του συστήματος, είναι συχνά απαραίτητο να τοποθετηθούν μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα στα υποστύλωματα, μειώνοντας έτσι περαιτέρω τις μετακινήσεις.



**Σχήμα 8.8.:** Χρήση συνδετήριας δοκού για μείωση των μετακινήσεων λόγω εγκάρσιας σεισμικής δράσης βάθρων με πολλά υποστύλωματα.

Μία ακόμα συνέπεια της αυξημένης πλευρικής αντοχής είναι η αύξηση της τέμνουσας στα υποστύλωματα, η διατμητική αντοχή των οποίων πρέπει να ελεγχθεί και να ενισχυθούν εφόσον χρειάζεται. Συνέπεια της ενίσχυσης με συνδετήριες δοκούς είναι ότι οι σεισμικές δράσεις στη θεμελίωση του βάθρου θα αυξηθούν ισόποσα με την αύξηση της σεισμικής τέμνουσας στη συνδετήρια δοκό.

**(ε) Επισκευή Υποστυλωμάτων Βάθρων με Μανδύες.** Οι μέθοδοι ενίσχυσης με χρήση μανδύων που παρουσιάστηκαν παραπάνω μπορούν επίσης να

χρησιμοποιηθούν για την επισκευή υποστυλωμάτων βάθρων που έχουν υποστεί βλάβες σε σεισμούς με μέτρια ένταση. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να αποφασιστεί εάν το επίπεδο των βλαβών είναι τέτοιο που να απαιτεί πλήρη αποκατάσταση της αντοχής του βλαμμένου υποστυλώματος. Πειράματα έχουν δείξει ότι η αποφλοιώση της επικάλυψης του σκυροδέματος και η διαρροή είτε του διαμήκους είτε του εγκάρσιου οπλισμού δεν πρέπει να θεωρείται αποτρεπτική για την ενίσχυση. Παρόλ' αυτά, εάν έχει συμβεί θραύση, λυγισμός ή σημαντική παραμόρφωση του οπλισμού, το υποστύλωμα πρέπει να αντικατασταθεί αντί να επισκευαστεί. Ομοίως, όταν έχουν παρατηρηθεί εκτεταμένες ρωγμές μεγάλου εύρους και αποφλοιώση του πυρήνα του σκυροδέματος, απαιτείται αντικατάσταση του υποστυλώματος του βάθρου. Βλαμμένα βάθρα που έχουν επισκευαστεί με μανδύες έχουν συμπεριφερθεί ικανοποιητικά σε πλήθος πειραμάτων.

### **8.3.3 Μέθοδοι Ενίσχυσης της Κεφαλής των Βάθρων**

Οι κεφαλές των βάθρων αποτελούν το συνδετικό στοιχείο για τη μεταφορά της δύναμης μεταξύ της ανωδομής και των υποστυλωμάτων. Υπό εγκάρσια σεισμική δράση, οι κεφαλές βάθρων με πολλά υποστυλώματα υπόκεινται σε κάμψη και διάτμηση. Ανεπάρκειες στην καμπτική αντοχή είναι συνήθεις, κυρίως σαν συνέπεια χαμηλού ποσοστού εφελκόμενου οπλισμού στις παρειές των υποστυλωμάτων και πρόωρης διακοπής του θλιβόμενου οπλισμού. Συνήθης είναι επίσης η ανεπαρκής διατμητική αντοχή. Υπό διαμήκη σεισμική δράση, οι κεφαλές των βάθρων, πάνω στις οποίες εδράζονται οι ανωδομές μέσω εφεδράνων, δεν παρουσιάζουν συνήθως προβλήματα, αλλά ο μονολιθικός σχεδιασμός ανωδομών/κεφαλών βάθρων/υποστυλωμάτων βάθρων μπορεί να προκαλέσει προβλήματα στρέψης στις κεφαλές των βάθρων, κυρίως όταν τα βάθρα βρίσκονται εκτός της κάτοψης του καταστρώματος της γέφυρας.

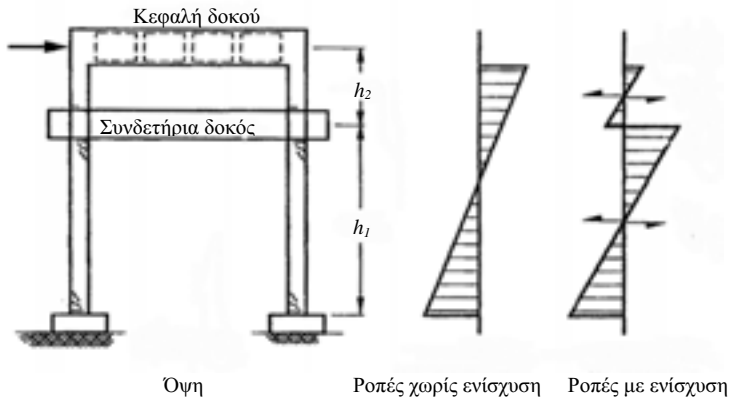
Η ενίσχυση των κεφαλών των βάθρων μπορεί να αποδειχτεί δύσκολη και δαπανηρή. Δύο βασικές προσεγγίσεις μπορούν να υιοθετηθούν: Η αντοχή της κεφαλής του βάθρου μπορεί να αυξηθεί στο απαιτούμενο επίπεδο ώστε να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα ή οι σεισμικές δράσεις που αναπτύσσονται στην κεφαλή του βάθρου μπορούν να μειωθούν με διάφορους τρόπους.

#### **8.3.3.1 Μείωση των Σεισμικών Δράσεων στην Κεφαλή του Βάθρου**

Όταν οι σεισμικές δράσεις που ασκούνται στην κεφαλή του βάθρου και κυρίως στον κόμβο υποστυλώματος/κεφαλής βάθρου υπερβαίνουν σημαντικά την αντοχή, πρέπει να αναζητηθούν τρόποι μείωσης αυτών των δυνάμεων. Μία αποτελεσματική μέθοδος είναι αυτή της χρήσης συνδετήριας δοκού που αναφέρθηκε παραπάνω για την αύξηση της δυσκαμψίας του βάθρου. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.9, εάν η συνδετήρια δοκός τοποθετηθεί



ψηλά στα υποστυλώματα, θα προκαλέσει μείωση της σεισμικής δράσης στην κεφαλή του βάθρου. Οι ροπές που αναπτύσσονται στο τμήμα του υποστυλώματος μεταξύ της κεφαλής του βάθρου και της συνδετήριας δοκού θα είναι μικρές εφόσον οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματιστούν στο τμήμα του υποστυλώματος κάτω από την συνδετήρια δοκό και το ύψος του υποστυλώματος μεταξύ της κεφαλής και της δοκού  $h_2$  είναι μικρό συγκριτικά με το ύψος του υποστυλώματος κάτω από τη συνδετήρια δοκό  $h_1$ . Εάν η μάζα της συνδετήριας δοκού και των υποστυλωμάτων είναι μικρή σε σχέση με τη μάζα της ανωδομής, όπως συμβαίνει συνήθως, η τέμνουσα δύναμη του υποστυλώματος  $V_{col}$  θα είναι πρακτικά σταθερή σε όλο το ύψος του. Με βάση τους συμβολισμούς του Σχήματος 8.9, η ροπή του υποστυλώματος στο μέσον της κεφαλής του βάθρου είναι περίπου ίση με  $M_{ci} h_2 / h_1$ , όπου  $M_{ci}$  είναι η πλαστική ροπή της άρθρωσης κάτω από τη συνδετήρια δοκό ανηγμένη στο μέσον της συνδετήριας δοκού.



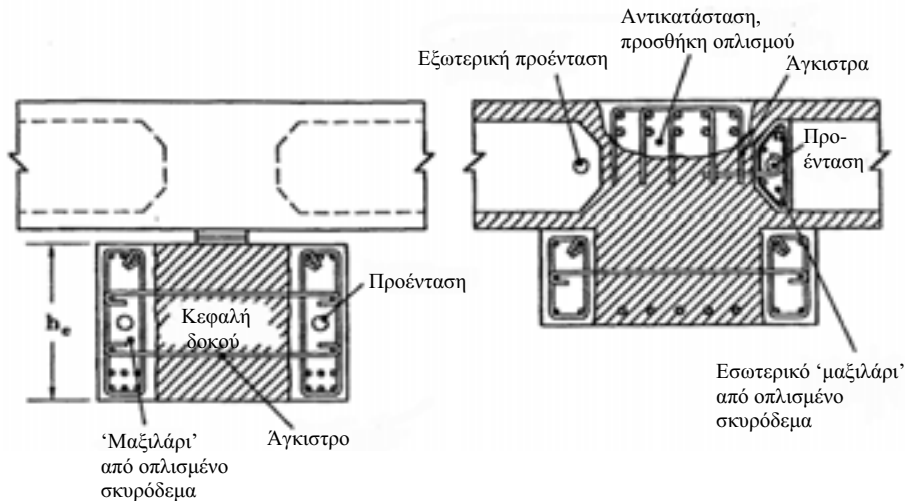
**Σχήμα 8.9.:** Χρήση συνδετήριας δοκού για μείωση των σεισμικών δυνάμεων στην κεφαλή του βάθρου.

Προκειμένου να κατασκευαστεί η συνδετήρια δοκός πρέπει να απομακρυνθεί η επικάλυψη του σκυροδέματος του υποστυλώματος σε όλο το ύψος της συνδετήριας δοκού και να επιλεγεί επαρκές πλάτος δοκού έτσι ώστε ο διαμήκης οπλισμός της να βρίσκεται εκτός του πυρήνα του υποστυλώματος.

Οι σεισμικές δράσεις που ασκούνται στην κεφαλή του βάθρου μπορούν επίσης να μειωθούν σε βάθρα με εφέδρανα για την έδραση της ανωδομής αντικαθιστώντας τα υπάρχοντα εφέδρανα με εφέδρανα ολίσθησης (επιφάνειες ολίσθησης από τεφλόν/ανοξειδωτο χάλυβα) ή ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης.

### 8.3.3.2 Αύξηση της Αντοχής της Κεφαλής του Βάθρου

**(α) Καμπτική Αντοχή.** Γενικά, η φιλοσοφία αυτού του είδους της ενίσχυσης είναι η αύξηση της καμπτικής αντοχής της κεφαλής του βάθρου επαρκώς ώστε οι πλαστικές αρθρώσεις να σχηματιστούν στα υποστυλώματα. Στην περίπτωση κεφαλής βάθρου στην οποία η ανωδομή εδράζεται μέσω εφεδράνων (Σχήμα 8.10α), η αύξηση της καμπτικής αντοχής μπορεί να επιτευχθεί με προσθήκη πλευρικών ενισχύσεων ‘μαξιλαριών’ από σπλισμένο σκυρόδεμα και στις δύο πλευρές της κεφαλής του βάθρου αφού εκτραχυνθεί πρώτα η διεπιφάνεια. Το παλιό και το νέο σκυρόδεμα πρέπει να συνδέονται με άγκιστρα, τα οποία κατά προτίμηση να διαπερνούν την υπάρχουσα κεφαλή του βάθρου.



**Σχήμα 8.10.:** Καμπτική και διατμητική ενίσχυση κεφαλών βάθρων. (α) Ανωδομή εδραζόμενη σε εφέδρανα. (β) Μονολιθική κεφαλή βάθρου.

Εναλλακτικός ή και συμπληρωματικός τρόπος αύξησης της καμπτικής αντοχής είναι η προένταση της κεφαλής του βάθρου. Οι τένοντες προέντασης μπορούν να βρίσκονται είτε μέσα στα ‘μαξιλάρια’ από σπλισμένο σκυρόδεμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.10α, είτε εξωτερικά, χωρίς να χρησιμοποιηθούν ‘μαξιλάρια’. Σε αυτή την περίπτωση, η προένταση δρα σαν μία επιπλέον αξονική θλιπτική δύναμη στην κεφαλή του βάθρου και έτσι αυξάνει την καμπτική της αντοχή. Όταν η προένταση εφαρμόζεται εξωτερικά, πρέπει οι τένοντες να τοποθετούνται μέσα σε γαλβανισμένους σωλήνες με τσιμεντένεμα για να προστατευθούν από διάβρωση. Μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν ανοξείδωτες ράβδοι προέντασης, οι οποίες έχουν το πλεονέκτημα ότι δεν απαιτούν προστασία

έναντι οξειδωσης και είναι προσβάσιμες για έλεγχο και αντικατάσταση, αν χρειάζεται.

Η αύξηση της καμπτικής αντοχής μονολιθικών κεφαλών βάθρων είναι δυσκολότερη λόγω των φυσικών περιορισμών που επιβάλλει η υπάρχουσα ανωδομή. ‘Μαξιλάρια’ από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορούν να προστεθούν στη βάση για αύξηση της αντοχής σε θετική ροπή, ενώ η αντοχή σε αρνητική ροπή μπορεί να αυξηθεί με απομάκρυνση του επιφανειακού σκυροδέματος και προσθήκη οπλισμού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.10β. Η εφαρμογή προέντασης, είτε σε εξωτερικούς γαλβανισμένους σωλήνες με τσιμεντένεμα είτε σε οπές που διαπερνούν όλο το μήκος της κεφαλής του βάθρου, είναι συνήθως η πιο οικονομική λύση για την αύξηση της αντοχής.

**(β) Διατμητική Αντοχή.** Τα ‘μαξιλάρια’ από οπλισμένο σκυρόδεμα (Σχήματα 8.10α και 8.10β, αντίστοιχα) μπορούν να οπλιστούν με εγκάρσιο οπλισμό έτσι ώστε να αυξηθεί η διατμητική αντοχή της κεφαλής του βάθρου. Η προένταση συμβάλλει επίσης στην αύξηση της διατμητικής αντοχής. Η διατμητική αντοχή της κεφαλής του βάθρου μπορεί επίσης να αυξηθεί με την εφαρμογή σύνθετων υλικών στις δύο πλευρές της κεφαλής του βάθρου. Η μέθοδος είναι πιο αποτελεσματική όταν οι στρώσεις του ινοπλισμένου πολυμερούς περιτυλίσσονται γύρω από την πάνω και την κάτω παρειά της κεφαλής του βάθρου, που αποτελεί τη συνήθη περίπτωση για ανωδομές εδραζόμενες σε εφέδρανα. Εάν η πρόσφυση μεταξύ της βάσης του σύνθετου υλικού και του υπάρχοντος σκυροδέματος είναι ο μόνος τρόπος συγκόλλησης, συνιστάται η μείωση της αποτελεσματικότητας κάθε στρώσης κατά 60%. Έτσι για ενεργό πάχος στρώσης σύνθετου υλικού  $t_j$ , η αύξηση της διατμητικής αντοχής είναι

$$V_{sj} = 0.6 t_j (0.004 E_j) h_j \cot 35^\circ \quad (8.8)$$

όπου  $f_j = 0.004 E_j$  είναι η τάση του μανδύα από σύνθετο υλικό που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση 0.004 και  $h_j$  είναι το ύψος της στρώσης του σύνθετου υλικού κάθετα στον άξονα της κεφαλής του βάθρου.

**(γ) Στρεπτική Αντοχή.** Η αύξηση της αντοχής σε στρέψη με εγκάρσιο οπλισμό προϋποθέτει τη χρήση κλειστών συνδετήρων. Επομένως χρειάζεται η προσθήκη μανδύα σκυροδέματος γύρω από ολόκληρη τη διατομή, η οποία είναι δυνατή σε φορείς που εδράζονται σε εφέδρανα και έχουν ανεξάρτητες κεφαλές βάθρων. Η εφαρμογή ινοπλισμένων πολυμερών γύρω από τη διατομή είναι επίσης αποτελεσματική. Αντίθετα σε μονολιθικές κεφαλές βάθρων, η προσθήκη αποτελεσματικού εγκάρσιου οπλισμού για αύξηση της στρεπτικής αντοχής είναι εξαιρετικά δύσκολη. Στις περιπτώσεις αυτές, ο περιορισμός των ρωγμών λόγω στρέψης και η αύξηση της στρεπτικής αντοχής επαφίεται στην αξονική προένταση. Πρέπει βέβαια να σημειωθεί

ότι, με την προϋπόθεση ότι η συμπεριφορά της ανωδομής παραμένει γραμμική υπό διαμήκη σεισμική φόρτιση, στην ανάληψη των στρεπτικών καταπονήσεων συμμετέχει και η ανωδομή με την ανάπτυξη επιφανειακών δυνάμεων στις πλάκες του καταστρώματος και της κάτω παρειάς της κιβωτοειδούς διατομής της ανωδομής.

#### **8.3.4 Μέθοδοι Ενίσχυσης της Περιοχής των Κόμβων Κεφαλής Δοκού - Υποστulώματος**

Αντίστοιχα με την περίπτωση της κεφαλής των βάθρων, υπάρχουν πολλές διαθέσιμες επιλογές για την ενίσχυση των κόμβων κεφαλής δοκού – υποστulώματος, που περιλαμβάνουν τη μείωση των δυνάμεων που μεταβιβάζονται στον κόμβο, την αποδοχή επισκευάσιμων βλαβών, την προένταση του κόμβου, την τοποθέτηση μανδυνών και την αντικατάσταση του κόμβου.

##### *8.3.4.1 Μείωση των Δυνάμεων του Κόμβου*

Η χρήση συνδετήριας δοκού για τη μείωση των σεισμικών δυνάμεων της κεφαλής του βάθρου θα προκαλέσει κατ' επέκταση μείωση των δυνάμεων του κόμβου κεφαλής δοκού – υποστulώματος. Τα πλεονεκτήματα αυτού του τρόπου ενίσχυσης συνήθως είναι πιο σημαντικά από το κόστος κατασκευής της συνδετήριας δοκού, η οποία είναι συγκριτικά απλή και συνήθως μπορεί να γίνει χωρίς διακοπή της κυκλοφορίας.

##### *8.3.4.2 Αποδοχή Επισκευάσιμων Βλαβών*

Εάν μπορεί να αποδειχθεί στη φάση μελέτης της γέφυρας ότι η αστοχία του κόμβου δεν θα προκαλέσει κατάρρευση του βάθρου για το σεισμό σχεδιασμού, μία εναλλακτική πρόταση είναι η αποδοχή της πιθανότητας βλαβών κατά τη διάρκεια ενός σεισμού μεγάλης έντασης και ακολούθως η επισκευή ή η αντικατάσταση του κόμβου. Σε αυτές τις περιπτώσεις πρέπει να είναι δεδομένο ότι η αστοχία του κόμβου δεν θα διακινδυνεύσει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα και, επίσης, να μελετηθεί με προσοχή η πιθανότητα αστοχίας λόγω διάτρησης του καταστρώματος από τα υποστulώματα των βάθρων.

##### *8.3.4.3 Προένταση του Κόμβου*

Σε πολλές περιπτώσεις η κακή σεισμική συμπεριφορά του κόμβου μπορεί να βελτιωθεί με προσθήκη προέντασης. Παράλληλα με την αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής της κεφαλής του βάθρου, η προένταση μειώνει την τάση για ρηγμάτωση του κόμβου.

##### *8.3.4.4 Τοποθέτηση Μανδυνών*

Η προένταση των κόμβων κεφαλής δοκού – υποστulώματος είναι κατά κανόνα πιο αποτελεσματική όταν οι κύριες εφελκυστικές τάσεις στον κόμβο

είναι μικρότερες από  $0.29 f'_c{}^{1/2}$  [MPa]. Εάν τα επίπεδα των εφελκυστικών τάσεων είναι ψηλότερα, η αποσάθρωση του κόμβου είναι πιθανή για μετρίου μεγέθους γωνίες στροφής. Σε αυτές τις περιπτώσεις, η τοποθέτηση μανδύων από σκυρόδεμα, χάλυβα ή σύνθετα υλικά γύρω από τον κόμβο πρέπει να εξεταστεί.

Οι μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα συνδέονται με το υπάρχον σκυρόδεμα με άγκιστρα και με εκτράχυνση της επιφάνειας του υπάρχοντος κόμβου. Συνήθως ο μανδύας προεκτείνεται πέρα από τις αρχικές διαστάσεις του κόμβου μέσα στην κεφαλή του βάρου και στο υποστύλωμα. Η χρήση μανδύα αυξάνει το πάχος του κόμβου και έτσι μειώνονται τα επίπεδα έντασής του. Η επέκταση του κόμβου στο υποστύλωμα και στην κεφαλή του βάρου αυξάνει το μήκος αγκύρωσης του οπλισμού του υποστυλώματος και δημιουργεί νέες κρίσιμες διατομές για την αντοχή σε ροπή στο άκρο του μανδύα.

Αντίστοιχες βελτιώσεις της συμπεριφοράς του κόμβου έχουν επιτευχθεί με μεταλλικούς μανδύες συγκολλημένους στην επιφάνεια του σκυροδέματος με εποξειδική κόλλα, οι οποίοι συνδέονται με μπουλόνια που διαπερνούν το πάχος του κόμβου και έτσι συμβάλλουν στη μεταφορά των δυνάμεων του κόμβου από τα εξωτερικά μεταλλικά ελάσματα στη δοκό και στο υποστύλωμα. Ανάλογα αποτελέσματα αναμένονται και από την εφαρμογή σύνθετων υλικών στον κόμβο.

Σε όλες τις περιπτώσεις ο μανδύας πρέπει να περικλείει ολοκληρωτικά τον κόμβο για να εξασφαλίζει την επαρκή μεταφορά δυνάμεων. Ενώ αυτό είναι γενικά εύκολο για ανωδομές που εδράζονται σε εφόδρανα, δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε μονολιθικούς σχεδιασμούς βάρου – ανωδομής. Σε αυτή την περίπτωση στηριζόμαστε κυρίως στην προένταση της κεφαλής του βάρου για τη μεταφορά των δυνάμεων.

#### 8.3.4.5 Αντικατάσταση του Κόμβου

Υπάρχουν περιπτώσεις που καμία από τις παραπάνω επιλογές δεν είναι αποδεκτή και η μόνη ικανοποιητική λύση είναι η αντικατάσταση του κόμβου. Αυτό μπορεί να συμβαίνει όταν η ενίσχυση του κόμβου με προένταση ή μανδύες δεν είναι τεχνικά εφικτή και, επιπλέον, οι βλάβες κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι μη αποδεκτές λόγω απώλειας της πλευρικής ευστάθειας του φορέα ή διότι η υπόψιν γέφυρα αποτελεί κομμάτι ζωτικής σημασίας των επικοινωνιακών δικτύων μετά το σεισμό. Η αντικατάσταση του κόμβου γενικά απαιτεί προσωρινή υποστήριξη της ανωδομής και, καθώς η πλευρική αντοχή του βάρου μειώνεται κατά τη διάρκεια των εργασιών αντικατάστασης, πολύ λίγοι κόμβοι μπορούν να αντικαθίστανται ταυτοχρόνως.

### 8.3.5 Μέθοδοι Ενίσχυσης της Ανωδομής

Οι ανεπάρκειες της ανωδομής μίας γέφυρας σχετίζονται κατά κανόνα με ανεπαρκές μήκος έδρασης στους αρμούς και ανεπαρκή καμπτική αντοχή, κυρίως στις περιοχές των στηρίξεων, που να διασφαλίζει το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα των βάρθρων.

#### 8.3.5.1 Ενίσχυση των Αρμών

Υπάρχουν δύο δυνατότητες ενίσχυσης για την περίπτωση που οι μετακινήσεις στους αρμούς του φορέα κρίνονται υπερβολικές. Σεισμικοί σύνδεσμοι μπορούν να τοποθετηθούν κατά μήκος του αρμού σε μία προσπάθεια να μειωθούν οι σχετικές μετακινήσεις ή το περιθώριο μετακινήσεων του αρμού μπορεί να αυξηθεί. Συχνά επιλέγονται και οι δύο ενέργειες.

**(α) Σεισμικοί Σύνδεσμοι.** Παράλληλα με τη χρήση τους για περιορισμό των μετακινήσεων, οι σεισμικοί σύνδεσμοι μπορούν να τοποθετηθούν για να διασφαλίσουν τη μεταφορά των σεισμικών δράσεων μεταξύ γειτονικών τμημάτων του φορέα. Η δυναμική αλληλεπίδραση μη γραμμικών πλαισιακών φορέων που συνδέονται με σεισμικούς συνδέσμους είναι σύνθετη και δεν μπορεί να γίνει με απλές ελαστικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα δυναμικής μη γραμμικής ανάλυσης που περιλαμβάνει σχετικά πολύπλοκη μοντελοποίηση του αρμού δείχνουν ότι οι μέγιστες διαμήκεις μετακινήσεις μπορούν να εκτιμηθούν από την ακόλουθη σχέση:

$$\Delta_{lr} = |\Delta_{l1}| - |\Delta_{l2}| \quad (8.9)$$

όπου  $|\Delta_{l1}|$  και  $|\Delta_{l2}|$  είναι οι απόλυτες μετακινήσεις του περισσότερο και του λιγότερο εύκαμπτου πλαισίου, αντίστοιχα. Επίσης οι σεισμικοί σύνδεσμοι δεν είναι δυνατό να έχουν σημαντική επίδραση στη μείωση των σεισμικών σχετικών μετακινήσεων κατά μήκος των αρμών εκτός εάν η δυσκαμψία των σεισμικών συνδέσμων είναι τουλάχιστον ίση με αυτή του περισσότερο εύκαμπτου από τα δύο πλαίσια που συνδέονται με τους συνδέσμους.

Σε πολλές γέφυρες η αποφυγή της απώλειας στήριξης στους αρμούς της ανωδομής διασφαλίζεται με χρήση σεισμικών συνδέσμων χωρίς περιθώριο μετακίνησης, έτσι ώστε να μηδενίζονται πρακτικά οι σχετικές μετακινήσεις. Οι παλιότερες γέφυρες έχουν συνήθως αρμούς διαστολής σε μικρότερα διαστήματα από αυτά που προβλέπονται για τις νέες γέφυρες, παρόλ' αυτά είναι λογικό να θεωρήσουμε ότι οι μετακινήσεις λόγω ερπυσμού και συστολής ξηράνσεως της γέφυρας θα έχουν πραγματοποιηθεί έως το χρόνο έναρξης των εργασιών ενίσχυσης. Επομένως μόνο οι θερμικές μετακινήσεις πρέπει να ληφθούν υπόψη. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων δείχνουν ότι οι σχετικές μετακινήσεις σε πολλούς αρμούς υπαρχουσών γεφυρών μπορούν να περιοριστούν στο ελάχιστο χωρίς καταπόνηση των υποστυλωμάτων,

ειδικά εάν ρεαλιστικές τιμές των δυσκαμψιών με βάση αναλύσεις της ρηγματωμένης διατομής έχουν υιοθετηθεί για τον υπολογισμό των ροπών που επιβάλλονται στα υποστυλώματα λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

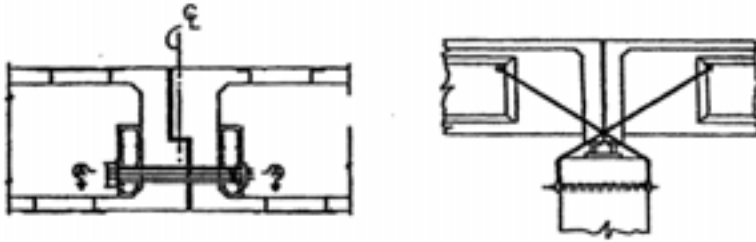
Εφόσον χρησιμοποιηθούν σεισμικοί σύνδεσμοι χωρίς περιθώριο μετακίνησης, ο υπολογισμός των μέγιστων διαμήκων σεισμικών δυνάμεων που μεταφέρονται κατά μήκος των αρμών είναι σχετικά απλός. Πρόσθετες δυνάμεις αναπτύσσονται λόγω εγκάρσιας σεισμικής φόρτισης. Οι δυνάμεις αυτές μπορούν να εκτιμηθούν από τις ροπές που ασκούνται στην ανωδομή στη μέγιστη μετακίνηση. Και σε αυτή την περίπτωση, οι ροπές δεν μπορούν να υπολογιστούν σωστά με ελαστική ανάλυση, η οποία τείνει να υπερεκτιμά την καμπυλότητα της ανωδομής εκτός εάν η ανάλυση βασίζεται στην προσέγγιση της ισοδύναμης κατασκευής με μείωση της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων σε αναλογία με τις απαιτήσεις πλαστιμότητας.

Το μήκος του καταστρώματος της γέφυρας που μπορεί να κλειδωθεί, εξαρτάται από το εύρος των θερμοκρασιακών μεταβολών, το συντελεστή θερμικής διαστολής του σκυροδέματος, ο οποίος παίρνει τιμές από  $(6 - 14) \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  και την ευκαμψία του υποστυλώματος. Το κλείδωμα των αρμών, το οποίο συνήθως γίνεται με προσθήκη τσιμεντενέματος στο υπάρχον άνοιγμα ταυτόχρονα με την τοποθέτηση και προένταση των σεισμικών συνδέσμων, πρέπει να γίνεται στη μέση θερμοκρασία του περιβάλλοντος της γέφυρας. Ως γενική αρχή, οι αρμοί στα ακρόβαθρα δεν πρέπει να κλειδώνονται, ώστε να μειώνονται οι σεισμικές και θερμικές δράσεις. Η δυνατότητα της επέκτασης του μήκους έδρασης στα ακρόβαθρα είναι προτιμότερη και καθόλου δαπανηρή. Πρέπει να σημειωθεί ότι το 'κλείδωμα' των ενδιάμεσων αρμών μπορεί να επιβάλλει υπερβολικές μετακινήσεις στα πιο δύσκαμπτα υποστυλώματα λόγω της μεταφοράς δυνάμεων κατά μήκος του αρμού. Παρόλ' αυτά, οι δυνάμεις αυτές θα ασκηθούν ούτως ή άλλως λόγω συμπίεσης του αρμού υπό αντίθετη φορά της σεισμικής φόρτισης και τα υποστυλώματα θα απαιτούν κατάλληλη ενίσχυση.

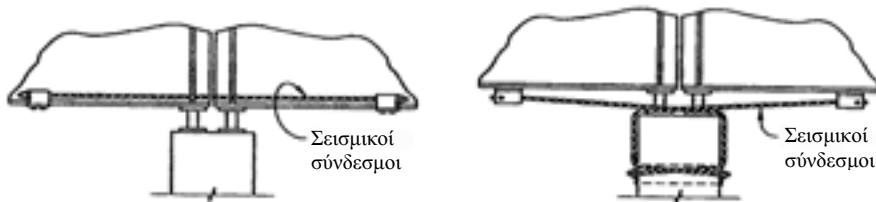
Ο περιορισμός των σχετικών μετακινήσεων του αρμού στο ελάχιστο επιτυγχάνεται συνήθως με προένταση και των δύο γειτονικών τμημάτων του φορέα μαζί κατά μήκος του αρμού. Μία άλλη δυνατότητα είναι η χρησιμοποίηση αποσβεστήρων ιξώδους υγρού για τη σύνδεση των πλαϊσίων κατά μήκος του αρμού. Οι αποσβεστήρες αυτοί παρέχουν μικρό περιορισμό των μετακινήσεων στην περίπτωση των θερμικών μεταβολών, αλλά τα πλαίσια συμπεριφέρονται ουσιαστικά ως άκαμπτα υπό σεισμική φόρτιση, με σημαντικό περιορισμό των μετακινήσεων και αύξηση της απόσβεσης του συστήματος.

Οι εύκαμπτοι σεισμικοί σύνδεσμοι αποτελούνται από μεταλλικά καλώδια υψηλής αντοχής που αγκυρώνονται στο διάφραγμα ή στον κορμό γεφυρών από οπλισμένο σκυρόδεμα (Σχήμα 8.11) ή στο κάτω πέλμα μεταλλικών δοκών (Σχήμα 8.12). Η περιέλιξη των καλωδίων γύρω από την κεφαλή του βάθρου συνδέει τα γειτονικά τμήματα του φορέα μεταξύ τους

και με την κεφαλή του βάρου αλλά μπορεί να προκαλέσει ανεπιθύμητα επίπεδα δύναμης στο βάρο. Τα καμπύλα καλώδια είναι πιο ευπαθή σε θραύση για μικρότερες παραμορφώσεις σε σχέση με τα ευθύγραμμα καλώδια. Στην Ιαπωνία έχει χρησιμοποιηθεί μεγάλη ποικιλία σεισμικών συνδέσμων, που περιλαμβάνει αλυσίδες, άκαμπτους συνδέσμους, κτλ., οι οποίοι έχουν περιορισμένο περιθώριο μετακίνησης πριν ‘κλειδώσουν’ τον αρμό.



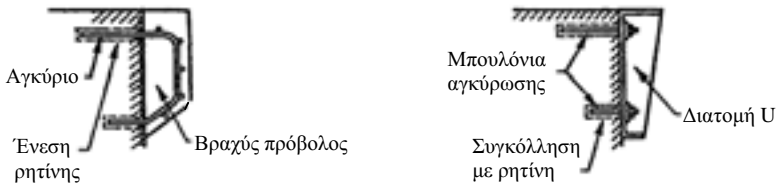
Σχήμα 8.11.: Σεισμικοί σύνδεσμοι - καλώδια για αρμούς ανοδομών από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 8.12.: Σεισμικοί σύνδεσμοι - καλώδια για αρμούς ανοδομών από χάλυβα.

**(β) Επέκταση του Μήκους Έδρασης.** Στις περιπτώσεις που το ‘κλειδώμα’ των αρμών διαστολής δεν είναι επιθυμητό ή πρακτικό, μπορούμε να επιλέξουμε τη λύση της επέκτασης του μήκους έδρασης αντί για τον περιορισμό των μετακινήσεων με σεισμικούς συνδέσμους. Η επέκταση του μήκους έδρασης γίνεται σχετικά εύκολα και με μικρό κόστος. Το μήκος έδρασης στα ακρόβαθρα ή στις στηρίξεις αμφιέρειστων ανοιγμάτων μπορεί να αυξηθεί με βραχείς προβόλους ή σιδηροδοκούς διατομής U που προστίθενται στις πλευρές των ακρόβαθρων ή μεσόβαθρων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.13.





**Σχήμα 8.13.:** *Επέκταση του μήκους έδρασης για αποφυγή απόλειας στήριξης λόγω υπερβολικών διαμήκων μετακινήσεων.*

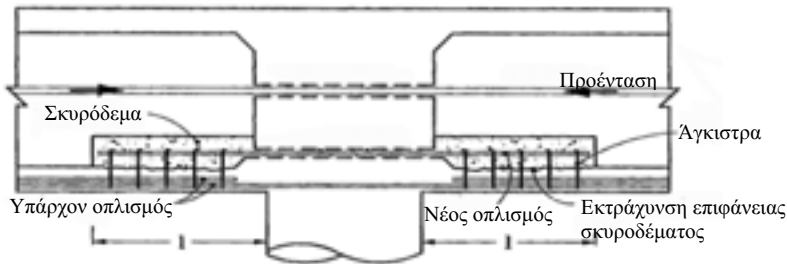
8.3.5.2 Καμπτική Αντοχή της Ανωδομής

Όταν η καμπτική αντοχή της ανωδομής είναι ανεπαρκής, απαιτείται ενίσχυση. Πριν ληφθεί η απόφαση της ενίσχυσης πρέπει να έχουν εξεταστεί όλες οι άλλες εναλλακτικές λύσεις, καθώς η διαμήκης ενίσχυση της ανωδομής έχει μεγάλο κόστος. Συγκεκριμένα πρέπει να προσδιοριστεί εάν τα επίπεδα μετακινήσεων που απαιτούνται για πλήρη ανάπτυξη της αντοχής της ανωδομής μπορούν να αναπτυχθούν εντός των ορίων που επιβάλλονται από τα ακρόβαθρα και την ασύγχρονη σεισμική φόρτιση και, επιπλέον, εάν η ανωδομή έχει επαρκή πλαστιμότητα για να παραλάβει τις αναμενόμενες μετακινήσεις. Συνιστάται οι υπολογισμοί να γίνουν για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Οι επιλογές ενίσχυσης που υπάρχουν είναι ανάλογες με αυτές για τις κεφαλές των βάθρων, δηλαδή η αύξηση της αντοχής (Σχήμα 8.14) ή η μείωση των δυνάμεων που ασκούνται στην ανωδομή.



**Σχήμα 8.14.:** *Ενίσχυση ανωδομής με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος για αύξηση της αντοχής.*

**(α) Αύξηση της Αντοχής.** Η εξωτερική προένταση της ανωδομής ενδέχεται να είναι εφικτή επιλογή για την αύξηση της αντοχής. Κατά κανόνα, πάντως, μία σχετικά μικρή περιοχή της ανωδομής που βρίσκεται κοντά στη στήριξη έχει ανεπαρκή αντοχή. Αυτή μπορεί να ενισχυθεί με αφαίρεση του σκυροδέματος από το ένα άκρο στο άλλο της κεφαλής του βάθρου πάνω από την κάτω πλάκα του φορέα και τοποθέτηση οπλισμού συνδεδεμένου με τον οπλισμό της πλάκας και στις δύο πλευρές της κεφαλής του βάθρου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.15. Ο οπλισμός αυτός μπορεί να είναι είτε συνήθης χάλυβας με νευρώσεις είτε χάλυβας υψηλής αντοχής. Στην πρώτη περίπτωση (Σχήμα 8.15) απαιτείται εκτράχυνση της επιφάνειας της πλάκας και σύνδεση παλιού και νέου οπλισμού με άγκιστρα, ενώ στη δεύτερη περίπτωση οι ράβδοι του οπλισμού συνδέονται με γωνιακά, τα οποία βιδώνονται στην πλάκα. Η εναλλακτική λύση της πλήρους προέντασης της ανωδομής φαίνεται επίσης στο Σχήμα 8.15. Το μήκος  $l$  στο οποίο απαιτείται αύξηση της καμπτικής αντοχής εξαρτάται κυρίως από τη θέση διακοπής του υπάρχοντος οπλισμού της πλάκας του φορέα. Συνήθως ο οπλισμός αυτός αυξάνει ταχέως καθώς αυξάνει η απόσταση από την κεφαλή του βάθρου, με αποτέλεσμα οι τιμές του  $l$  να είναι σχετικά μικρές.



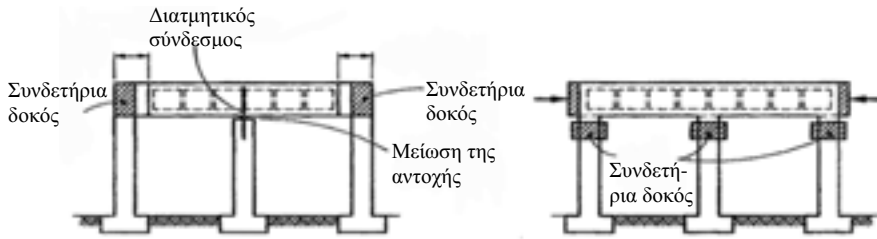
Σχήμα 8.15.: Αύξηση της καμπτικής αντοχής της ανωδομής.

**(β) Μείωση των Δυνάμεων.** Η μείωση των σεισμικών δυνάμεων μπορεί να επιτευχθεί με χρήση διαμήκων συνδετήριων δοκών, κατ' αντιστοιχία με τη χρήση συνδετήριων δοκών για την ενίσχυση των βάθρων. Οι συνδετήριες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν είτε παράλληλα στο κατάστρωμα είτε κάτω από το κατάστρωμα, ανάλογα με τη θέση των υποστυλωμάτων ως προς την κάτοψη της ανωδομής και φυσικά εμπόδια που ενδέχεται να υπάρχουν κάτω από τη γέφυρα. Οι δύο δυνατές λύσεις φαίνονται στο Σχήμα 8.16.

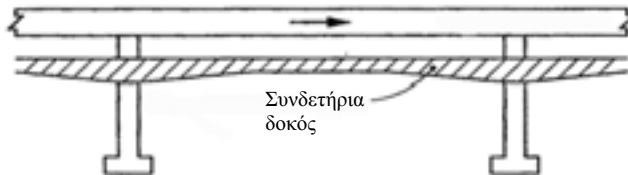
Εάν το πλάτος του καταστρώματος είναι μικρότερο από το πλάτος της κεφαλής του βάθρου (Σχήμα 8.16α), είναι πρακτικότερη η τοποθέτηση των συνδετήριων δοκών στο επίπεδο της ανωδομής. Σε αυτή την περίπτωση οι συνδετήριες δοκοί συνεισφέρουν στην υπάρχουσα διαμήκη αντοχή της ανωδομής. Παρόλ' αυτά, λόγω της σχετικής θέσης τους ως προς τα

υποστυλώματα, προσελκύουν μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής δύναμης σε σχέση με την ανωδομή, που έτσι προστατεύεται από ενδεχόμενες βλάβες.

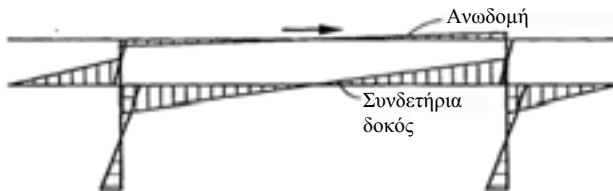
Το πρόβλημα που σχετίζεται με αυτή την επιλογή φαίνεται επίσης στο Σχήμα 8.16α. Εκτός εάν σημαντικό μέρος της ανωδομής απομακρυνθεί, δεν είναι δυνατή η τοποθέτηση συνδετήριας δοκού πάνω από το κεντρικό υποστυλώμα και, επομένως, η ανωδομή εξακολουθεί να είναι τρωτή στη θέση αυτή. Αυτό μπορεί να αποφευχθεί με μείωση της αντοχής του υποστυλώματος στη θέση που συνδέεται με την ανωδομή, διακόπτοντας το διαμήκη οπλισμό του και προσθέτοντας πρόσθετο διατμητικό σύνδεσμο διαμέσου της πλάκας του καταστρώματος.



(α) Συνδετήριες δοκοί παράλληλα στο κατάστρωμα. (β) Συνδετήριες δοκοί κάτω από το κατάστρωμα.



(γ) Όψη συνδετήριας δοκού κάτω από το κατάστρωμα.



(δ) Διάγραμμα ροπήν στην περίπτωση συνδετήριας δοκού κάτω από το κατάστρωμα.

**Σχήμα 8.16.:** Μείωση των διαμήκων ροπήν της ανωδομής με συνδετήριες δοκούς.

Η δεύτερη εναλλακτική λύση φαίνεται στο Σχήμα 8.16β σε τομή και στο Σχήμα 8.16γ σε πλάγια όψη. Σε αυτή την περίπτωση οι συνδετήριες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν σε όλα τα υποστυλώματα, μειώνοντας τις σεισμικές ροπές της ανωδομής. Η συνδετήρια δοκός μπορεί να είναι μεταβλητής διατομής, ώστε να απεικονίζει τη σεισμική απαίτηση και να

ελαχιστοποιεί τις ροπές λόγω ίδιου βάρους και περιττές πρόσθετες αδρανειακές δυνάμεις.

#### 8.4 Παράδειγμα ενίσχυσης βάρου γέφυρας

Η γέφυρα που αναφέρεται ως παράδειγμα σχεδιασμού ενίσχυσης βάρων κατασκευάστηκε πριν από το 1993, έτος έκδοσης της Εγκυκλίου Ε. 39/93. Η ανάλυση έδειξε ότι ο οπλισμός περίσφιγξης των μεσόβαθρων στις πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων δεν καλύπτει τις απαιτήσεις σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, όπως οι *Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών* (Εγκύκλιος Ε. 39/99). Προκειμένου να αυξηθεί η πλαστιμότητα σε επίπεδο συμβατό με τις σύγχρονες απαιτήσεις αποφασίστηκε η ενίσχυση των μεσόβαθρων. Εξετάζονται δύο περιπτώσεις: (α) αύξηση της πλαστιμότητας με μανδύα σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή και (β) αύξηση της πλαστιμότητας με μεταλλικό μανδύα. Για το παράδειγμα εφαρμόστηκε η μεθοδολογία που προβλέπει η Εγκύκλιος Ε. 39/99, διαδικασία που ακολουθείται στους αντίστοιχους ευρωπαϊκούς και αμερικανικούς κανονισμούς.

Το στατικό σύστημα της γέφυρας είναι μία συνεχής δοκός τριών ανοιγμάτων με μήκη 23 m, 41 m και 23 m, αντίστοιχα. Η ανωδομή είναι κατασκευασμένη από προεντεταμένο σκυρόδεμα Β35. Τα μεσόβαθρα αποτελούνται από μονά υποστυλώματα κυκλικής διατομής με διάμετρο  $D = 2.00$  m και ύψος  $L = 11.00$  m, αντίστοιχα, με θεώρηση πάκτωσης στη θεμελίωση και άρθρωσης με το κατάστρωμα. Το αξονικό φορτίο σχεδιασμού που φέρει κάθε βάρο είναι  $N = 27792$  kN. Τα ακρόβαθρα είναι μονολιθικά και έχουν ορθογωνική διατομή διαστάσεων 13.70 m x 0.90 m. Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος των μεσόβαθρων και των ακρόβαθρων είναι  $f'_c = 20$  MPa.

Διαπιστώθηκε ότι τα μεσόβαθρα έχουν διαμήκη οπλισμό 64Ø25 S500s και εγκάρσιο οπλισμό σπειροειδείς συνδετήρες Ø12/20 S500s σε όλο το ύψος τους. Για την ικανοποίηση των απαιτήσεων σύγχρονων κανονισμών, όπως η Εγκύκλιος Ε. 39/99, ο απαιτούμενος οπλισμός περίσφιγξης στις θέσεις που πιθανολογείται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων είναι Ø12/5, οπότε ο υπάρχων οπλισμός δεν επαρκεί και απαιτείται ενίσχυση.

##### 8.4.1 Μανδύας Σύνθετων Υλικών

Αρχικά εξετάζεται η αύξηση της πλαστιμότητας του συστήματος στην απαιτούμενη τιμή της με χρήση μανδύα σύνθετων υλικών είτε από ύαλονήματα είτε από ανθρακονήματα. Το πάχος μίας στρώσης, η μέγιστη εφελκυστική τάση και η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση για το μανδύα ύαλονημάτων είναι  $t_j = 1.0$  mm,  $f_{ij} = 500$  MPa και  $\varepsilon_{ij} = 0.012$ , αντίστοιχα. Οι αντίστοιχες τιμές για το μανδύα ανθρακονημάτων είναι  $t_j = 0.6$  mm,  $f_{ij} =$

1000 MPa και  $\varepsilon_{ij} = 0.008$ . Οι τιμές αυτές είναι αντιπροσωπευτικές για τα συγκεκριμένα υλικά, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 6.

#### 8.4.1.1 Αύξηση της Πλαστιμότητας

Από ανάλυση ροπών – καμπυλοτήτων προέκυψε ότι η καμπυλότητα διαρροής και το ύψος της θλιβόμενης ζώνης κατά την ανάπτυξη της πλαστικής άρθρωσης είναι  $\rho_y = 0.00215 \text{ m}^{-1}$  και  $c = 2.00 \text{ m}$ , αντίστοιχα.

Η επιδιωκόμενη πλαστιμότητα του συστήματος στη διαμήκη διεύθυνση είναι  $\mu_d = 1.50$ .\* Με θεώρηση πλήρως άκαμπτων κόμβων, ανωδομής και θεμελίων, η μετακίνηση στη διαρροή του συστήματος εξαρτάται από τη μετακίνηση του υποστυλώματος, οπότε η πλαστιμότητα μετακίνησης των βάθρων  $\mu_{cd}$  θα είναι ίση με την πλαστιμότητα μετακίνησης του συστήματος  $\mu_d$ , δηλαδή  $\mu_{cd} = \mu_d = 1.50$ .

Η πλαστιμότητα καμπυλότητας στη διατομή της πλαστικής άρθρωσης των μεσοβάθρων δίνεται από τη σχέση\*\*

$$\mu_c = 1 + \frac{\mu_{cd} - 1}{3(L_p/L)[1 - 0.5(L_p/L)]} \quad (8.10)$$

όπου  $L_p$  είναι το μήκος της πλαστικής άρθρωσης που δίνεται από τη σχέση (8.2). Αντικαθιστώντας στην εξίσωση (8.2) έχουμε  $L_p = 0.08 \times 11.00 + 0.022 \times 0.025 \times 500 = 1.16 \text{ m}$ . Επομένως, από την εξίσωση (8.10)

$$\mu_c = 1 + \frac{1.50 - 1}{3(1.16/11.00)[1 - 0.5(1.16/11.00)]} = 2.6$$

Σύμφωνα με τη σχέση (8.3) η μέγιστη απαιτούμενη καμπυλότητα που αντιστοιχεί στη  $\mu_c$  είναι

$$\varphi_m = 2.6 \times 0.00215 = 0.006 \text{ m}^{-1}$$

Η μέγιστη απαιτούμενη θλιπτική παραμόρφωση  $\varepsilon_{cm}$  δίνεται από τη σχέση (8.4)

$$\varepsilon_{cm} = 0.006 \times 2.00 = 0.012$$

Το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης  $\rho_{sj}$  που παρέχεται από το μανδύα σύνθετων υλικών προκύπτει από τη σχέση

\* Εγκύκλιος Ε. 39/99.

\*\* Σχέση (Α.3) της Εγκυκλίου Ε. 39/99.

$$\rho_{sj} = 0.4 (\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{co}) f'_{cc} / (f_{uj} \varepsilon_{uj}) \quad (8.11)$$

όπου  $\varepsilon_{co}$  είναι η αρχική θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος και  $f'_{cc}$  είναι η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος. Αγνοώντας την περισφιγξη λόγω του υφιστάμενου εγκάρσιου οπλισμού, η  $\varepsilon_{co}$  μπορεί να ληφθεί ίση με τη θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας του απερίσφιγκτου σκυροδέματος δηλαδή 0.0035. Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα, η τιμή της  $f'_{cc}$  μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη σχέση:

$$f'_{cc} = f'_c [2.25 (1 + 2.06 \rho_{sj} f_{uj} / f'_c)^{1/2} - 0.52 \rho_{sj} f_{uj} / f'_c - 1.25] \quad (8.12)$$

Το απαιτούμενο πάχος του μανδύα  $t_f$  μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση

$$t_f = \rho_{sj} D / 4 \quad (8.13)$$

Προκειμένου να αποφευχθεί ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων του διαμήκου οπλισμού, το πάχος  $t_f$  που προκύπτει από τη σχέση (8.13) αυξάνεται κατά 33%

$$t'_f = 1.33 t_f \quad (8.14)$$

Επομένως, ο αριθμός των στρώσεων  $n$  του μανδύα σύνθετου υλικού είναι

$$n = t'_f / t_j \quad (8.15)$$

**(α) Μανδύας Ψαλονημάτων.** Από την εξίσωση (8.12) θεωρώντας  $\rho_{sj} = 0.019$ , προκύπτει  $f'_{cc} = 1.67 f'_c = 33.4$  MPa. Αντικαθιστώντας στην εξίσωση (8.11)

$$\rho_{sj} = 0.4 \times (0.012 - 0.0035) \times 33.4 / (500 \times 0.012) = 0.019$$

Επειδή η τιμή του  $\rho_{sj}$  που προέκυψε είναι ίση με την τιμή που θεωρήθηκε, δεν απαιτείται άλλη επανάληψη. Συνδυάζοντας τις εξισώσεις (8.14) και (8.15), το απαιτούμενο πάχος του μανδύα είναι  $t'_f = 1.33 \times 0.019 \times 2.00 / 4 = 0.0126$  m, οπότε  $n = 0.0126 / 0.001 = 13$ .

**(β) Μανδύας Ανθρακονημάτων.** Επαναλαμβάνοντας τη διαδικασία που ακολουθήθηκε στην περίπτωση (α), από την εξίσωση (8.12) θεωρώντας  $\rho_{sj} = 0.018$ , προκύπτει  $f'_{cc} = 2.09 f'_c = 41.7$  MPa. Επομένως από τη σχέση (8.11) προκύπτει

$$\rho_{sj} = 0.4 \times (0.012 - 0.0035) \times 41.7 / (1000 \times 0.008) = 0.018$$

Άρα, το απαιτούμενο πάχος του μανδύα είναι  $t_f' = 1.33 \times 0.018 \times 2.00 / 4 = 0.012$  m, οπότε  $n = 0.012 / 0.0006 = 20$ .

Πρέπει να σημειωθεί ότι εάν ο εγκάρσιος οπλισμός της υφιστάμενης διατομής είχε ληφθεί υπόψη, ο αριθμός των στρώσεων του σύνθετου υλικού που θα προέκυπτε θα ήταν σημαντικά μικρότερος. Συγκεκριμένα θα απαιτούνταν μόνο 2 και 3 στρώσεις για μανδύα ύαλωνημάτων και ανθρακονημάτων, αντίστοιχα.

Το μήκος περίσφιγξης είναι ίσο με το μεγαλύτερο από το ύψος της διατομής κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση  $D = 2.0$  m και  $0.20 \times 5.50 = 1.1$  m. Επιπλέον, επειδή η ανηγμένη αξονική  $n_k = N / (A_c f'_c) = 27792 / (3.14 \times 20000) = 0.44$  είναι μεγαλύτερη από 0.30, το μήκος περίσφιγξης πρέπει να αυξηθεί κατά 50% στα 3.0 m.

#### 8.4.1.2 Αύξηση της Διατμητικής Αντοχής

Ο μανδύας σύνθετων υλικών αυξάνει επίσης τη διατμητική αντοχή των μεσόβαθρων. Η διατμητική δύναμη που παραλαμβάνεται πλήρως από το μανδύα σύνθετου υλικού ινών υψηλής αντοχής σε κυκλική διατομή δίνεται από τη σχέση

$$V_{sj} = \alpha f_j n t_j D \quad (8.16)$$

όπου  $\alpha = 2.25$  είναι ο συντελεστής διάτμησης κυκλικού υποστυλώματος και  $f_j$  είναι η τάση σχεδιασμού σε διάτμηση, η οποία αντιστοιχεί σε παραμόρφωση του μανδύα σύνθετου υλικού ίση με περίπου  $\epsilon_j = 0.004$ .

Η τέμνουσα δύναμη που παραλαμβάνει ο υπάρχων οπλισμός διάτμησης  $\emptyset 12/20$  δίνεται από τη σχέση

$$V_w = (A_{sw} / s) 0.9 d f_{ywd} \quad (8.17)$$

όπου  $A_{sw}$  είναι η συνολική επιφάνεια του εγκάρσιου οπλισμού,  $s$  η απόσταση μεταξύ των σπειρών κατά μήκος του άξονα του υποστυλώματος και  $d$  το στατικό ύψος της διατομής. Επομένως,  $V_w = (11.30 \times 10^{-4}) \times 0.9 \times 1.90 \times 500000 / 1.15 = 840$  kN.

Αγνοώντας τη συμμετοχή του σκυροδέματος και τους μηχανισμούς θλίψης κατά την ανάληψη της τέμνουσας δύναμης, η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού  $V_{max} = 1125$  kN που προκύπτει από την ανάλυση πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$V_{max} = V_w + V_{sj} \quad (8.18)$$

Συνδυάζοντας τις εξισώσεις (8.16) και (8.18), ο απαιτούμενος αριθμός στρώσεων του μανδύα σύνθετου υλικού είναι

$$n = (V_{max} - V_w) / (a f_j t_j D) \quad (8.19)$$

**(α) Μανδύας Ύαλωνημάτων.** Για το μανδύα ύαλωνημάτων, η τάση σχεδιασμού σε διάτμηση  $f_j$  λαμβάνεται ίση με 120 MPa. Άρα, από την εξίσωση (8.19)

$$n = (1125 - 840) / (2.25 \times 120000 \times 0.001 \times 2.00) = 1$$

Ο αριθμός που προέκυψε είναι μικρότερος από τον απαιτούμενο αριθμό στρώσεων για αύξηση της πλαστιμότητας εντός της κρίσιμης περιοχής του βάθρου. Επομένως, απαιτούνται 13 στρώσεις σε μήκος 3.0 m στην κορυφή και στη βάση των μεσόβαθρων, ενώ στην κεντρική περιοχή μήκους 5.0 m συνιστάται να χρησιμοποιηθούν 2 στρώσεις για λόγους ασφαλείας (Σχήμα 8.17α).

**(β) Μανδύας Ανθρακονημάτων.** Για το μανδύα ανθρακονημάτων,  $f_j = 240$  MPa. Συνεπώς

$$n = (1125 - 840) / (2.25 \times 240000 \times 0.0006 \times 2.00) = 1$$

Όμοια με προηγούμενος, ο αριθμός των απαιτούμενων στρώσεων για αύξηση της πλαστιμότητας εντός της κρίσιμης περιοχής είναι μεγαλύτερος. Άρα, ο μανδύας αποτελείται από 20 στρώσεις σε μήκος 3.0 m στην κορυφή και στη βάση των μεσόβαθρων και 2 στρώσεις στην κεντρική περιοχή μήκους 5.0 m (Σχήμα 8.17β).

#### 8.4.2 Μεταλλικός Μανδύας

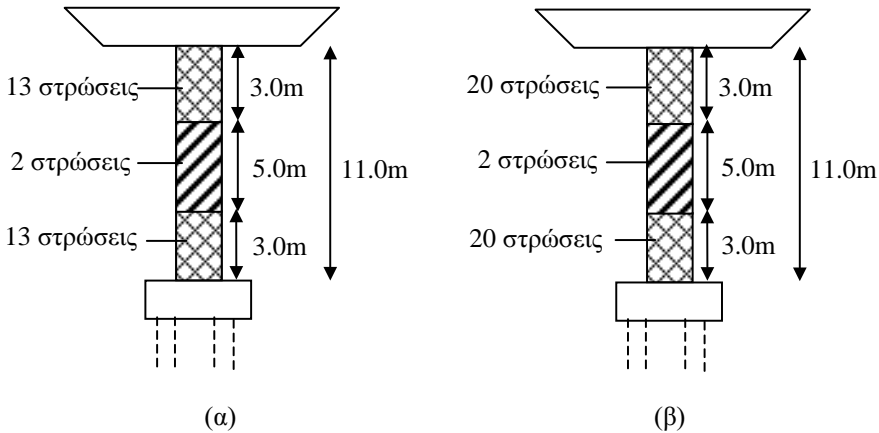
Εναλλακτικά εξετάζεται η δυνατότητα ενίσχυσης των μεσόβαθρων με μεταλλικό μανδύα. Το όριο διαρροής του μανδύα είναι  $f_{yj} = 275$  MPa και η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη τάση  $\varepsilon_{sm} = 0.15$ . Το διάστημα μεταξύ του μανδύα και της κεφαλής του θεμελίου ή του βάθρου είναι  $g = 5$  cm.

##### 8.4.2.1 Αύξηση της Πλαστιμότητας

Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης δίνεται από τη σχέση (8.2). Όπως προαναφέρθηκε, επειδή η πλαστική άρθρωση ουσιαστικά εμφανίζεται στο διάστημα μεταξύ του μανδύα και της κεφαλής του θεμελίου ή του βάθρου, θα χρησιμοποιηθεί το δεξιό μέρος της ανίσωσης στην εξίσωση (8.2), που αποτελεί το κάτω όριο του μήκους της πλαστικής άρθρωσης. Επομένως,  $L_p = 0.05 + 0.044 \times 0.025 \times 500 = 0.60$  m. Από την εξίσωση (8.10) για  $L_p = 0.60$



m προκύπτει  $\mu_c = 4.14$ . Η μέγιστη απαιτούμενη καμπυλότητα και η μέγιστη απαιτούμενη θλιπτική παραμόρφωση είναι κατά συνέπεια  $\varphi_m = 0.0089 \text{ m}^{-1}$  και  $\varepsilon_{cm} = 0.0178$ .



Σχήμα 8.17.: Ενίσχυση μεσόβαθρων με μανδύα σύνθετων υλικών. (α) Μανδύας υαλονημάτων. (β) Μανδύας ανθρακονημάτων.

Το ογκομετρικό ποσοστό  $\rho_s$  της περίσφιγξης λόγω του κυκλικού μεταλλικού μανδύα διαμέτρου  $D$  δίνεται από τη σχέση

$$\rho_s = 0.71 (\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{co}) f'_{cc} / (f_{yj} \varepsilon_{sm}) \tag{8.20}$$

Η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος  $f'_{cc}$  μπορεί να εκτιμηθεί από το διάγραμμα του Σχήματος 8.18. Θεωρώντας  $\rho_s = 0.006$  και  $f_{yh} / f'_c = 275 / 20 = 13.75$ ,  $f'_{cc} = 1.27 f'_c = 25.4 \text{ MPa}$ . Άρα, από την εξίσωση (8.20) για  $\varepsilon_{co} = 0.0035$

$$\rho_s = 0.71 \times (0.0178 - 0.0035) \times 25.4 / (275 \times 0.15) = 0.0062$$

Η τιμή που προέκυψε είναι σχεδόν ίση με την τιμή που θεωρήθηκε οπότε δεν απαιτείται περαιτέρω επανάληψη.

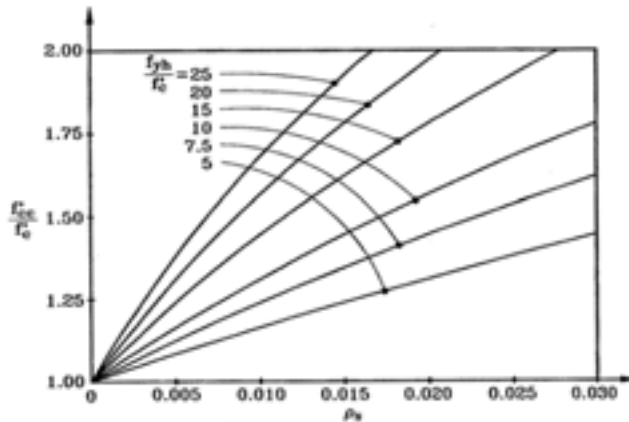
Το ελάχιστο ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού που απαιτείται για αποφυγή λυγισμού των ράβδων του διαμήκους οπλισμού στις περιοχές σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης δίνεται από τη σχέση

$$n_{st} = \rho_{st} (f_y / f_{yh}) (0.0052 D_{sp} / d_{bl}) \tag{8.21}$$

όπου  $\rho_{sl}$  είναι το ογκομετρικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού,  $D_{sp}$  η διάμετρος της σπείρας και  $d_{bl}$  η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού. Από την εξίσωση (8.21) για  $f_{yh} = 275$  MPa και  $D_{sp} = 2.00$  m έχουμε

$$n_{st} = 0.0108 \times (500 / 275) \times (0.0052 \times 2.00 / 0.025) = 0.0082$$

Το ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού με βάση την απαιτούμενη πλαστιμότητα  $\rho_s = 0.62\%$  είναι μικρότερο από το ποσοστό που απαιτείται για αποφυγή λυγισμού των ράβδων του διαμήκους οπλισμού στις περιοχές σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης  $n_{st} = 0.82\%$ . Επομένως, το ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού που απαιτείται είναι  $\rho_s = 0.82\%$ . Το πάχος του μεταλλικού μανδύα δίνεται από τη σχέση (8.13), οπότε  $t_j = 0.0082 \times 2.0 / 4 = 0.0041$  m. Για κατασκευαστικούς λόγους χρησιμοποιούμε μανδύα με πάχος  $t_j = 5$  mm.



Σχήμα 8.18.: Αύξηση θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος λόγω περίσφιγξης.

#### 8.4.2.2 Αύξηση της Διατμητικής Αντοχής

Σε αντιστοιχία με το μανδύα σύνθετων υλικών, σχέση (8.16), η διατμητική δύναμη που παραλαμβάνεται από το μεταλλικό μανδύα σε κυκλική διατομή είναι

$$V_s = a f_{yj} t_j D \quad (8.22)$$

Αγνοώντας τους μηχανισμούς ανάληψης τέμνουσας του σκυροδέματος, το απαιτούμενο πάχος του μανδύα δίνεται από τη σχέση

$$t_j = (V_{max} - V_w) / (a f_{yj} D) \quad (8.23)$$

Θέτοντας στην εξίσωση (8.23)  $V_{max} = 1125$  kN και  $V_w = 840$  kN έχουμε

$$t_j = (1125 - 840) / (2.25 \times 275000 \times 2.00) = 0.00023 \text{ m}$$

Το πάχος αυτό είναι μικρότερο από το πάχος του μανδύα που απαιτείται για αποφυγή λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων του διαμήκους σπλισμού. Αν και η απαίτηση στο μεταλλικό μανδύα μειώνεται όσο απομακρυνόμαστε από την κρίσιμη περιοχή του βάρου, δεν είναι πρακτικό να μειώσουμε το πάχος του μανδύα καθ' ύψος. Επομένως, τα μεσόβαθρα ενισχύονται με μεταλλικό μανδύα πάχους 5 mm σε όλο το ύψος τους.

### 8.5 Παράδειγμα ενίσχυσης ανωδομής με σεισμικούς συνδέσμους

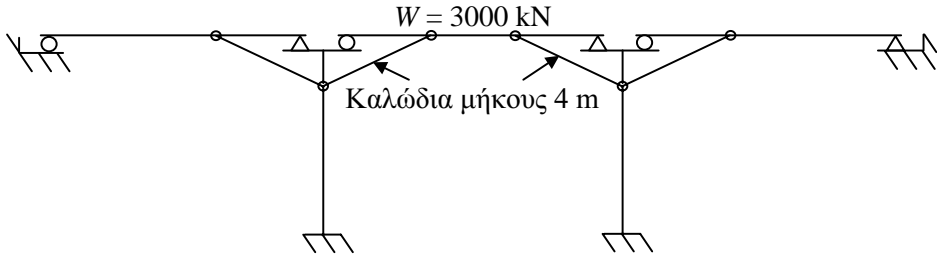
Η ισοδύναμη στατική ανάλυση των σεισμικών συνδέσμων που προτείνεται από το CALTRANS περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

1. Υπολογισμός της μέγιστης επιτρεπόμενης μετακίνησης των σεισμικών συνδέσμων και περιορισμός της εντός του μήκους έδρασης στη θέση του ενδιάμεσου αρμού ή της στήριξης.
2. Υπολογισμός της μέγιστης σχετικής σεισμικής μετακίνησης στη διαμήκη διεύθυνση των γειτονικών τμημάτων φορέα του υπό εξέταση αρμού. Σε καμπύλες γέφυρες, απαιτείται επιπλέον υπολογισμός του εύρους του αρμού λόγω σεισμού στην εγκάρσια διεύθυνση ως προς τον άξονα της γέφυρας.
3. Σύγκριση των μετακινήσεων που προέκυψαν από τα βήματα 1 και 2.
4. Υπολογισμός του αριθμού των σεισμικών συνδέσμων που απαιτούνται.
5. Έλεγχος των μετακινήσεων του συστήματος μετά την προσθήκη των σεισμικών συνδέσμων και αναθεώρηση των αρχικών παραδοχών για τους σεισμικούς συνδέσμους και/ή τα βάθρα όπου αυτό απαιτείται. Επανάληψη των βημάτων 1 – 5 εάν χρειάζεται.

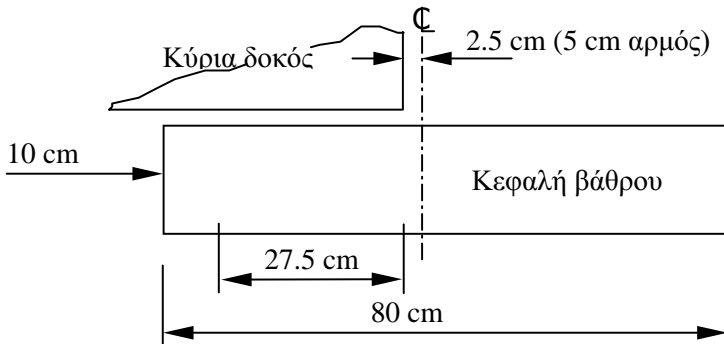
Προκειμένου να κατανοήσουμε την εφαρμογή της μεθόδου, ας θεωρήσουμε τη γέφυρα τριών αμφιέρειστων ανοιγμάτων του Σχήματος 8.19. Η γέφυρα έχει ενισχυθεί με σεισμικούς συνδέσμους - καλώδια. Το μήκος των καλωδίων είναι  $L = 4$  m με περιθώριο μετακίνησης λόγω θερμικής διαστολής  $D_g = 1$  cm. Επιπλέον, το συνολικό βάρος του καταστρώματος σε κάθε άνοιγμα που προκύπτει από το συνδυασμό  $G + 0.3Q$ , όπου  $G$  και  $Q$  είναι τα κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία, αντίστοιχα, είναι  $W = 3000$  kN και το πλάτος των αρμών του καταστρώματος στα σημεία στήριξης των φορέων στα βάθρα είναι 5 cm.

Με βάση τη λεπτομέρεια του Σχήματος 8.20 το διαθέσιμο μήκος έδρασης είναι

$$\text{Διαθέσιμο μήκος έδρασης} = (80/2) - 10 - 2.5 = 27.5 \text{ cm}$$



Σχήμα 8.19.: Γέφυρα τριών ανοιγμάτων ενισχυμένη με σεισμικούς συνδέσμους.



Σχήμα 8.20.: Διαθέσιμο μήκος έδρασης.

Η διάσταση των 10 cm που φαίνεται στο Σχήμα 8.20 παρέχει ένα ονομαστικό επιτρεπόμενο μήκος έδρασης. Μία μεγαλύτερη ή και μικρότερη διάσταση μπορεί να απαιτείται ανάλογα με την περίπτωση.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση των σεισμικών συνδέσμων δίνεται από τη σχέση

$$D_r = D_y + D_g \quad (8.24)$$

όπου  $D_y$  είναι η μετακίνηση διαρροής των σεισμικών συνδέσμων και υπολογίζεται ως εξής:

$$D_y = \frac{\sigma_y L}{E} \quad (8.25)$$

όπου  $\sigma_y$  είναι η τάση διαρροής και  $E$  το αρχικό μέτρο ελαστικότητας των σεισμικών συνδέσμων. Για σεισμικούς συνδέσμους καλωδίων θεωρούμε:  $\sigma_y = 1214.21$  MPa,  $E = 68950$  MPa. Οι ιδιότητες αυτές αντιστοιχούν σε χάλυβα υψηλής αντοχής. Άρα

$$D_y = \frac{\sigma_y L}{E} = \frac{(1214.21)(4)}{68950} = 7.044 \text{ cm}$$

Επομένως

$$D_r = D_y + D_g = 7.044 + 1 = 8.044 \text{ cm}$$

Εφόσον  $8.044 \text{ cm} < 27.5 \text{ cm}$  δεν υπάρχει περίπτωση απώλειας στήριξης του φορέα πριν την ενεργοποίηση των σεισμικών συνδέσμων.

Θεωρώντας ότι τα αμφιέριστα ανοίγματα στηρίζονται πάνω σε σταθερά ελαστομεταλλικά εφέδρανα, προκειμένου να υπολογίσουμε την διαμήκη δυσκαμψία του συστήματος απαιτείται έλεγχος της διαμήκους επάρκειας των εφεδράνων να μεταφέρουν τις σεισμικές δράσεις στα βάθρα. Εάν τα εφέδρανα βρεθούν ανεπαρκή, τότε η διαμήκης δυσκαμψία του συστήματος αποδίδεται αποκλειστικά στους σεισμικούς συνδέσμους. Επίσης, σύμφωνα με το CALTRANS, η δυσκαμψία γειτονικών τμημάτων δεν πρέπει να συνεκτιμηθεί για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας διαδοχικών αμφιέριστων ανοιγμάτων. Επομένως η διαμήκης δυσκαμψία δίνεται από τη σχέση

$$K_t = \frac{\sigma_y A_r n_r}{D_r} \quad (8.26)$$

όπου  $A_r$  είναι το εμβαδόν της διατομής ενός σεισμικού συνδέσμου και  $n_r$  ο συνολικός αριθμός των σεισμικών συνδέσμων. Για καλώδια διαμέτρου  $\varnothing 2 \text{ cm}$  είναι  $A_r = 1.432 \text{ cm}^2$ . Έστω ότι χρησιμοποιούμε 5 καλώδια. Αντικαθιστώντας στην εξίσωση (8.26) έχουμε

$$K_t = \frac{\sigma_y A_r n_r}{D_r} = \frac{(1214.21 \times 100^{-2})(1.432)(5)}{8.044} = 108.103 \text{ kN/cm}$$

Η ιδιοπερίοδος του συστήματος δίνεται από τη σχέση

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g K_t}} = 2\pi \sqrt{\frac{3000}{(9.807)(10810.3)}} = 1.057 \text{ sec} \quad (8.27)$$

Για τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής μετακίνησης στη διαμήκη διεύθυνση χρησιμοποιούμε το φάσμα σχεδιασμού του *Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000)* σε συνδυασμό με τις διατάξεις των *Οδηγιών για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών* (Εγκύκλιος Ε. 39/99). Για μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους θεμελίωσης  $A = 0.16g$  (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: Ι), συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I = 1.00$  (γέφυρες αυτοκινητοδρόμων, εθνικών οδών και σιδηροδρόμων), συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1.00$  (ελαστική συμπεριφορά), συντελεστή επιρροής της θεμελίωσης  $\theta = 1.00$  και κατηγορία εδάφους Β, έχουμε:  $\Phi_d(T) = 0.274g$ . Επομένως η μέγιστη σεισμική μετακίνηση  $D_i$  δίνεται από τη σχέση

$$D_i = \frac{\Phi_d(T) W}{g K_i} = \frac{(0.274)(3000)}{108.103} = 7.610 \text{ cm} \quad (8.28)$$

Εφόσον  $7.610 \text{ cm} < 8.044 \text{ cm}$  ο αριθμός των καλωδίων είναι επαρκής. Άρα θα χρησιμοποιηθούν 5 καλώδια μήκους 4 m το καθένα.

## 8.6 Ενίσχυση θεμελίωσης

Καθώς η ενίσχυση της θεμελίωσης μπορεί να αποδειχθεί εξαιρετικά οικονομικά ασύμφορη, απαιτείται ειδική θεώρηση για το εύρος των βλαβών που αναμένονται στην αρχική κατασκευή και για το αν αυτές θα έχουν καταστροφικές συνέπειες για τη στατική ακεραιότητα όλου του συστήματος. Πρέπει να σημειωθεί ότι υπάρχουν λίγες αναφορές αστοχίας θεμελίων γεφυρών σε σεισμούς, με την αμφιβολία εάν αυτές προκλήθηκαν από ρευστοποίηση ή ολίσθηση του εδάφους θεμελίωσης λόγω μεγάλων κλίσεων. Το υψηλό κόστος της ενίσχυσης θεμελίωσης και η σχετική απουσία βλαβών σε θεμέλια γεφυρών οδηγούν σε λιγότερο συντηρητικές προσεγγίσεις για την ενίσχυσή τους σε σχέση με τα άλλα δομικά στοιχεία της γέφυρας. Γενικά τα μέτρα ενίσχυσης αποσκοπούν στην προστασία του θεμελίου έναντι ανατροπής, καθώς και στην αύξηση της καμπτικής και διατμητικής του αντοχής.

**(α) Αύξηση Ασφάλειας σε Ολίσθηση και Ανατροπή.** Παρόλο που η στροφή της θεμελίωσης ενός βάθρου λόγω σεισμού μπορεί να έχει ευεργετικές επιπτώσεις στη συμπεριφορά της γέφυρας, αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο της, γενικά δεν είναι επιθυμητή γιατί ταυτόχρονα προκαλεί αύξηση των σεισμικών μετακινήσεων. Τρεις είναι οι κυριότερες μέθοδοι που έχουν αναπτυχθεί για τον περιορισμό της στροφής της θεμελίωσης.

Η πρώτη μέθοδος αφορά στην αγκύρωση του μεμονωμένου πεδύλου ή του κεφαλόδεσμου στο έδαφος με προεντεταμένα αγκύρια (φωτογραφία Σχήματος 8.21). Ειδικά στην περίπτωση του κεφαλόδεσμου, τα προεντεταμένα αγκύρια τοποθετούνται εντός κατακορύφων οπών που

διαπερνούν τον κεφαλόδεσμο και τους πασσάλους στις θέσεις που οι οπλισμοί των πασσάλων δεν είναι αγκυρωμένοι στον κεφαλόδεσμο. Λόγω της μεταφοράς εφελκυστικών δυνάμεων διαμέσου των αγκυρίων, αναπτύσσονται ροπές που εφελκύνουν το άνω πέλαμα του κεφαλόδεσμου και, επομένως, απαιτείται η προσθήκη εφελκυόμενου οπλισμού.

Μία δεύτερη επιλογή είναι η αύξηση των διαστάσεων του πεδύλου ή του κεφαλόδεσμου με ταυτόχρονη προσθήκη άνω οπλισμού και επιπλέον περιμετρικών πασσάλων. Η τελευταία μέθοδος αφορά μόνο στην περίπτωση που η ανωδομή συνδέεται μονολιθικά με τα μεσόβαθρα και εδράζεται μέσω εφεδράνων στα ακρόβαθρα, οπότε η στροφή των θεμελίων μπορεί να περιοριστεί με τοποθέτηση αποσβεστήρων μεταξύ της ανωδομής και των ακρόβαθρων. Τέλος σημαντική μείωση των σεισμικών δράσεων στη θεμελίωση επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση συνδετήριας δοκού χαμηλά στα υποστρώματα του βάθρου λίγο πάνω από την κεφαλή των θεμελίων.

**(β) Αύξηση της Καμπτικής και Διατμητικής Αντοχής.** Η αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής ενός πεδύλου ή κεφαλόδεσμου επιτυγχάνεται με προσθήκη κατάλληλης διατομής υπό μορφή ‘μαξιλαριού’ από οπλισμένο σκυρόδεμα στην άνω παρειά με τον απαιτούμενο διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό (φωτογραφία Σχήματος 8.21), ο οποίος αγκυρώνεται σε οπές που διανοίγονται στο υπάρχον στοιχείο θεμελίωσης.

Εναλλακτικά ή συμπληρωματικά υπάρχει η δυνατότητα προέντασης του θεμελίου με οριζόντιους τένοντες οι οποίοι τοποθετούνται σε οπές που διαπερνούν το πέδιλο ή τον κεφαλόδεσμο και αυξάνουν την αντοχή σε κάμψη και διάτμηση μέσω της θλιπτικής δύναμης που εισάγουν στη διατομή του στοιχείου.



**Σχήμα 8.21.:** Ενίσχυση πεδύλου βάθρου με προσθήκη άνω οπλισμού και προεντεταμένων αγκυρίων.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ermopoulos, J., Spyrakos, C.C. (2004), Validated analysis and strengthening of a 19<sup>th</sup> century railway bridge, *Engineering Structures*, υπό έκδοση.
2. Σπυράκος, Κ. (2002), Σεισμική Αξιολόγηση – Ενίσχυση Γεφυρών με Νέες Μεθόδους, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
3. Vlassis, A.G., Maragakis, E., Saiidi, M. (2001), Update on analytical and experimental research on bridge restrainers, *Transportation Research Record*, **1770**, pp. 132-138.
4. Saiidi, M.S., Sanders, D., Acharya, S. (2001), Seismic retrofit of spread footings supporting bridge columns with short dowels, *Construction and Building Materials*, **15**, 4, pp. 177-185.
5. Daudey, X., Filiatrault, A. (2000), Seismic evaluation and retrofit with steel jackets of reinforced concrete bridge piers detailed with lap-splices, *Canadian Journal of Civil Engineering*, **27**, 1, pp. 1-16.
6. Ogata, T., Osada, K. (2000), Seismic retrofitting of expressway bridges in Japan, *Cement & Concrete Composites*, **22**, 1, pp. 17-27.
7. Spyrakos, C.C., Kemp, E.L., Venkatareddy, R. (1999), Validated analysis of Wheeling suspension bridge, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, **4**, 1, pp. 1-7.
8. Spyrakos, C.C., Kemp, E.L., Venkatareddy, R. (1999), Seismic study of an historic covered bridge, *Engineering Structures*, **21**, 9, pp. 877-882.
9. Καραμάνος, Α., Πανουτσόπουλος, Θ., Σπυράκος, Κ., Σταθόπουλος, Σ. (1999), Ανάπτυξη Μεθοδολογίας Προσεισμικού Ελέγχου Υφιστάμενων Τύπων Γεφυρών και Διατύπωση Ενδεικτικών Προτάσεων Αναβάθμισης του Επίπεδου Ασφαλείας τους, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
10. Εγκύκλιος Ε. 39/99 (1999), Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών, Αθήνα.
11. Gerolymos, N., Gazetas, G., Mylonakis, G. (1999), Natural period and damping of bridge piers on piles, *Proceedings of 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Earthquake Geotechnical Engineering, Vols 1-3, pp. 291-296.
12. Sanders, D.H., Saiidi, M.S., Martin, T. (1998), Seismic strengthening of column-pier-cap connections, *Transportation Research Record*, **1624**, pp. 93-100.
13. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
14. Xanthakos, P.P. (1996), *Bridge Strengthening and Rehabilitation*, Prentice Hall PTR, Upper Saddle River, New Jersey.



15. Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R., Jin, L.M. (1996), Seismic strengthening of circular bridge pier models with fiber composites, *ACI Structural Journal*, **93**, 6, pp. 639-647.
16. Chai, Y.H. (1996), An analysis of the seismic characteristics of steel-jacketed circular bridge columns, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25**, 2, pp. 149-161.
17. State of California (1989), Bridge Design Aids, Equivalent Static Analysis of Restrainers, 14-11 thru 14-25, California.

# Κεφάλαιο 9

---

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

---

### 9.1 Γενικά στοιχεία – Περιγραφή κτιρίου

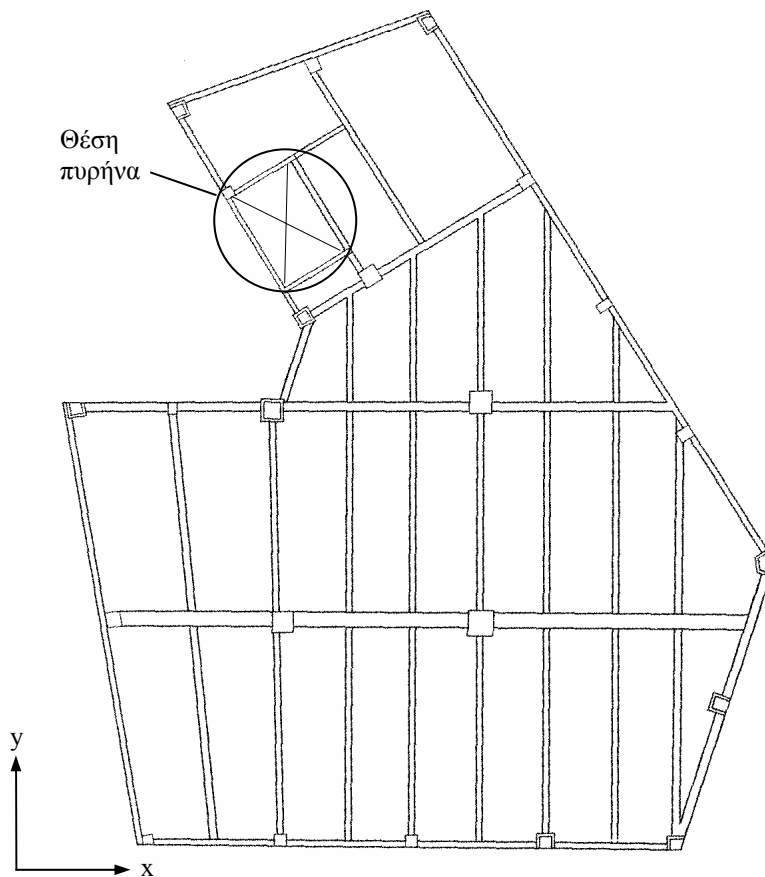
Το παράδειγμα που παρουσιάζεται αφορά στη μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού πενταώροφου κτιρίου γραφείων με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο βρίσκεται στον Πειραιά και κατασκευάστηκε το 1973. Οι προτεινόμενες επεμβάσεις είναι αποτέλεσμα τόσο των απαιτήσεων που τίθενται από τον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό *EAK 2000*, όσο και αρχιτεκτονικών περιορισμών που ανέκυψαν από την προσπάθεια τροποποίησης των όψεων του υφιστάμενου και παρακείμενου νέου υπό κατασκευή κτιρίου.

Το κτίριο σχεδιάστηκε με τον *Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος* του 1954 και τον *Αντισεισμικό Κανονισμό Οικοδομικών Έργων* του 1959. Τα υλικά της κατασκευής, σύμφωνα με τα τεύχη υπολογισμών και τα σχέδια ξυλοτύπων του φέροντος οργανισμού, είναι σκυρόδεμα B225 και χάλυβας StIII. Διαγνωστικοί έλεγχοι πιστοποίησαν ότι η αντοχή του σκυροδέματος και του χάλυβα ανταποκρίνονται στις προδιαγραφές της αρχικής μελέτης.

Το κτίριο αποτελείται από ισόγειο, τέσσερις ορόφους, εσοχή και δώμα. Το ύψος του ισογείου είναι 4.30 m, ενώ των ορόφων και της εσοχής είναι 3.20 m. Το ύψος του δώματος είναι επίσης 3.20 m. Η θεμελίωση του κτιρίου έχει γίνει με μεμονωμένα πέδιλα, ορισμένα από τα οποία συνδέονται με συνδετήριες δοκούς.

Κάτοψη του τυπικού ορόφου του κτιρίου φαίνεται στο Σχήμα 9.1. Με βάση το σκαρίφημα αυτό είναι φανερό η παντελής έλλειψη τοιχωμάτων για την ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων. Επίσης δεν ικανοποιείται η βασική φιλοσοφία όλων των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών για την αποφυγή ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου) που επιτυγχάνεται με ικανοτικό σχεδιασμό. Πρέπει να σημειωθεί ακόμα η ύπαρξη ενός και μόνο πυρήνα για τον κλωβό του ανελκυστήρα, η θέση του

οποίου σημειώνεται στο σκαρίφημα με κύκλο. Εκτός αυτού, τόσο από τα σχέδια των ξυλοτύπων όσο και από διερευνητικές τομές σε διάφορες θέσεις του πυρήνα, διαπιστώθηκε ότι τα τοιχώματα δεν είναι κατάλληλα οπλισμένα με βάση τις απαιτήσεις όπλισης στοιχείων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.



*Σχήμα 9.1.: Κάτοψη τυπικού ορόφου υφιστάμενης κατασκευής.*

Προκειμένου να προσδιοριστούν οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι της κατασκευής και να συγκριθούν με τα αποτελέσματα της ανάλυσης έγιναν ταυτόχρονες μετρήσεις δονήσεων σε διάφορες στάθμες του κτιρίου με χρήση σεισμομέτρων. Κατά την περίοδο των μετρήσεων τα κινητά φορτία σε όλους τους ορόφους εκτός από τον πέμπτο είχαν αφαιρεθεί. Κατά συνέπεια οι ιδιοπερίοδοι που μετρήθηκαν είναι ελαφρώς μικρότερες από

αυτές που προέκυψαν αναλυτικά. Από τις δονήσεις που καταγράφηκαν υπολογίστηκαν οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου  $T_x$ ,  $T_y$  και  $T_z$  στις διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  και  $z$ , αντίστοιχα.

Τόσο για την αποτίμηση της στατικής επάρκειας όσο και για τον ανασχεδιασμό της κατασκευής πραγματοποιήθηκε ανελαστική στατική ανάλυση. Ο προσδιορισμός της συνολικής ικανότητας έγινε με τη μέθοδο του σταδιακού ελέγχου των μετακινήσεων (ΣΕΜ - pushover analysis), ενώ αντίστοιχα η απαίτηση προσδιορίστηκε με τη μέθοδο του συντελεστή μετακίνησης (displacement coefficient method). Και στις δύο περιπτώσεις η κατασκευή αναλύθηκε για το σεισμό σχεδιασμού του ΕΑΚ και στάθμη επιτελεστικότητας Β': προστασία της ζωής και της παρουσίας των ενοίκων.

## 9.2 Κανονισμοί– Οδηγίες – Βιβλιογραφία

Η ανάλυση του κτιρίου έχει βασιστεί στους παρακάτω κανονισμούς και οδηγίες με σκοπό την αναβάθμισή του:

- Ελληνικός Κανονισμός για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, ΦΕΚ 1329β, 6-11-2000.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΦΕΚ 2184β, 20-12-1999.
- Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων Δομικών Έργων, Β.Δ. ΦΕΚ 325α/31-12-1945.
- Νέος Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος, ΦΕΚ 315Β, 17-4-1997.
- ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report No. SSC 96-01, Volume 1, 1996.
- FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington D.C., 2000.
- Κανονισμός Επεμβάσεων, Προσχέδιο Κειμένου – 0, 2002.

## 9.3 Ποιότητες υλικών κατασκευής

### 9.3.1 Υφιστάμενη Κατασκευή

- |                                  |        |
|----------------------------------|--------|
| • Σκυρόδεμα φέροντος οργανισμού: | C16/20 |
| • Σκυρόδεμα εξομάλυνσης:         | B120   |
| • Χάλυβας κύριου οπλισμού:       | StIII  |
| • Χάλυβας συνδετήρων:            | StI    |

### 9.3.2 Ενισχυμένη Κατασκευή

- |                           |        |
|---------------------------|--------|
| • Έγχυτο σκυρόδεμα:       | C20/25 |
| • Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα: | Cs30   |

- Χάλυβας οπλισμού: S500s
- Ινοπλισμένα πολυμερή
- Προστασία οπλισμών από διάβρωση με χρήση κατάλληλων χημικών ουσιών
- Επισκευαστική μη συρρικνούμενη κονία
- Επισκευαστική διογκούμενη κονία

#### 9.4 Παραδοχές φορτίσεων

Τα φορτία για τα οποία μελετήθηκε η αρχική κατασκευή, όπως προκύπτει από τα σχέδια της αρχικής μελέτης, είναι τα ακόλουθα:

- **Μόνιμα Φορτία**

Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος:	25 kN/m <sup>3</sup>
Επικάλυψη δαπέδων:	0.8 kN/m <sup>2</sup>
Επικάλυψη – μόνωση στεγών:	1.5 kN/m <sup>2</sup>
Βάρος μπατικής πλινθοδομής:	3.6 kN/m <sup>2</sup>
Βάρος δρομικής πλινθοδομής:	2.1 kN/m <sup>2</sup>

- **Κινητά Φορτία**

Δαπέδων:	2.0 kN/m <sup>2</sup>
Δώματος:	1.5 kN/m <sup>2</sup>
Εξωστών:	5.0 kN/m <sup>2</sup>
Κλιμακοστασιών:	3.5 kN/m <sup>2</sup>

- **Σεισμός**

Αντισεισμικός Κανονισμός:	1959
Σπουδαιότητα κτιρίου:	Συνήθης
Σεισμικός Συντελεστής:	0.04
Σεισμικό Φορτίο:	$E = \varepsilon (G + Q)$
Κατανομή Σεισμικού Φορτίου:	Ορθογωνική

- **Θεμελίωση**

Επιτρεπόμενη Τάση Θεμελίωσης:	$\sigma_{\varepsilon\pi} = 250 \text{ kN/m}^2$
-------------------------------	--

#### 9.5 Αναλύσεις

Σε όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές των μόνιμων και κινητών φορτίων που αναφέρονται στην προηγούμενη ενότητα. Όσον αφορά στα σεισμικά φορτία, υπολογίστηκαν για τις παρακάτω παραμέτρους του ΕΑΚ:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: I ( $\alpha = 0.16$ )

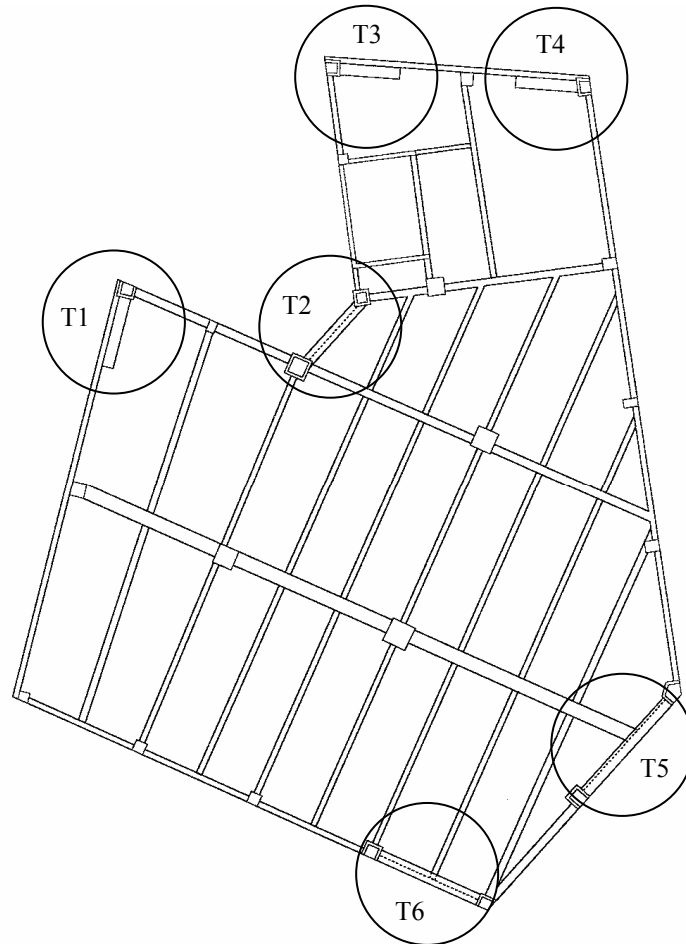
Κατηγορία Σπουδαιότητας :	Σ2
Κατηγορία Εδάφους :	B
Συντελεστής Θεμελίωσης:	$\theta = 1.00$

Πραγματοποιήθηκε δυναμική φασματική ανάλυση, σύμφωνα με τον ΕΑΚ, καθώς και ανελαστική στατική ανάλυση με τη μέθοδο ΣΕΜ. Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 3, σύμφωνα με τη μέθοδο ελέγχου των μετακινήσεων πραγματοποιείται ελαστοπλαστική ανάλυση με βάση την παραδοχή ότι οι σεισμικές δράσεις θα προκαλέσουν μία μέγιστη πιθανή μετακίνηση στο φορέα. Για τη μετακίνηση αυτή ελέγχονται οι παραμορφώσεις και αντοχές των μελών της κατασκευής και εντοπίζονται οι πιθανές βλάβες στο φέροντα οργανισμό.

Η ελαστοπλαστική ανάλυση βασίζεται στην κλασική θεώρηση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στροφής. Κατά την ελαστοπλαστική ανάλυση μίας κατασκευής για οριζόντιο πλευρικά κατανεμημένο στατικό φορτίο, το οποίο αυξάνει μονοτονικά, προκύπτει η καμπύλη συμπεριφοράς που συσχετίζει την αναπτυσσόμενη τεμνουσα βάση με τη μετακίνηση της οροφής του κτιρίου.

Με την εφαρμογή της μεθόδου ΣΕΜ ελέγχθηκε η συμπεριφορά των μελών της κατασκευής σε αντοχή και πλαστιμότητα με βάση την καμπύλη συμπεριφοράς του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Πραγματοποιήθηκαν δύο αναλύσεις: (α) ανάλυση της κατασκευής 'ως έχει', δηλαδή χωρίς καμιά επέμβαση και (β) ανάλυση της κατασκευής, αφού προηγουμένως γίνουν ορισμένες επεμβάσεις με σκοπό τη βελτίωση της συμπεριφοράς της.

Η επέμβαση που επιλέχθηκε και ελήφθη υπόψη στη δεύτερη ανάλυση έχει ως σκοπό την ενίσχυση της δυσκαμψίας και της αντοχής του κτιρίου με την κατασκευή νέων τοιχωμάτων. Συγκεκριμένα, και με δεδομένους τους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς, προτάθηκε η κατασκευή έξι νέων τοιχωμάτων από έγχυτο οπλισμένο σκυρόδεμα σε θέσεις της κάτοψης που φαίνονται στο Σχήμα 9.2. Οι ακριβείς θέσεις των νέων τοιχωμάτων σημειώνονται στο Σχήμα 9.2 με κύκλο. Επίσης, στα υποστυλώματα που βρίσκονται σε επαφή με τα νέα τοιχώματα κατασκευάστηκε μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm, ενώ στη θεμελίωση έγινε προσθήκη περιμετρικής πεδιλοδοκού και συνδετήριων δοκών.



Σχήμα 9.2.: Κάτοψη τυπικού ορόφου με επεμβάσεις.

Από τις δυο αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν προέκυψαν οι καμπύλες συμπεριφοράς που απεικονίζονται στα Σχήματα 9.3 και 9.4, αντίστοιχα. Στα διαγράμματα αυτά παρουσιάζεται ο λόγος της οριζόντιας φόρτισης  $V/W$  ως προς τη μετατόπιση οροφής  $\delta$ . Ο λόγος της οριζόντιας φόρτισης  $V/W$  ορίζεται ως το πηλίκο της τέμνουσας δύναμης  $V$  στη βάση του κτιρίου λόγω του οριζόντιου σεισμικού φορτίου προς τα κατακόρυφα φορτία  $W = G + 0.3Q$ , όπου  $G$  και  $Q$  είναι τα κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία, αντίστοιχα. Και στις δύο περιπτώσεις η κλίση της καμπύλης συμπεριφοράς μειώνεται προοδευτικά λόγω της αυξανόμενης πλευρικής μετακίνησης, της προοδευτικής διαρροής των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και των βλαβών που σημειώνονται στο φορέα. Η μέγιστη πιθανή μετακίνηση του

φορέα προκύπτει ως το σημείο τομής της καμπύλης συμπεριφοράς με το φάσμα απαίτησης που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού, το οποίο έχει τροποποιηθεί κατάλληλα σε σχέση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ώστε να λαμβάνει υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

### 9.5.1 Ανάλυση Υφιστάμενης Κατασκευής

Η πρώτη ανάλυση έδειξε ότι η συμπεριφορά του υπάρχοντος κτιρίου παρουσιάζει προβλήματα και ανεπάρκειες που αφορούν τόσο σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία (δοκούς και υποστυλώματα), όσο και στο σύνολο της κατασκευής. Σύγκριση με αντοχές εντόπισε υπερβάσεις των πλαστικών ροπών σε δοκούς και υποστυλώματα. Οι υπερβάσεις αυτές σημειώνονται με • στην καμπύλη συμπεριφοράς του Σχήματος 9.3. Εντοπίστηκαν επίσης υπερβάσεις διατμητικής αντοχής κυρίως σε υποστυλώματα αλλά και σε δοκούς (ένδειξη με x στην καμπύλη συμπεριφοράς, βλ. Σχήμα 9.3). Ο σχηματισμός μεγάλου αριθμού πλαστικών αρθρώσεων υποδηλώνει ριζική απομείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής στο σύνολό της.

Από το Σχήμα 3 εξάγεται ακόμα το συμπέρασμα ότι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής όσο αυτή παραμένει στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς είναι της τάξης των  $T = 1.60 \text{ sec}$ , ενώ στην ελαστοπλαστική περιοχή αυξάνεται σε  $T = 2.34 \text{ sec}$ . Επίσης, η μέγιστη μετακίνηση που αναπτύσσεται κατά το σεισμό σχεδιασμού είναι  $\delta_{max} = 14.5 \text{ cm}$  και αντιστοιχεί σε λόγο οριζόντιας φόρτισης  $V/W = 0.058$ .

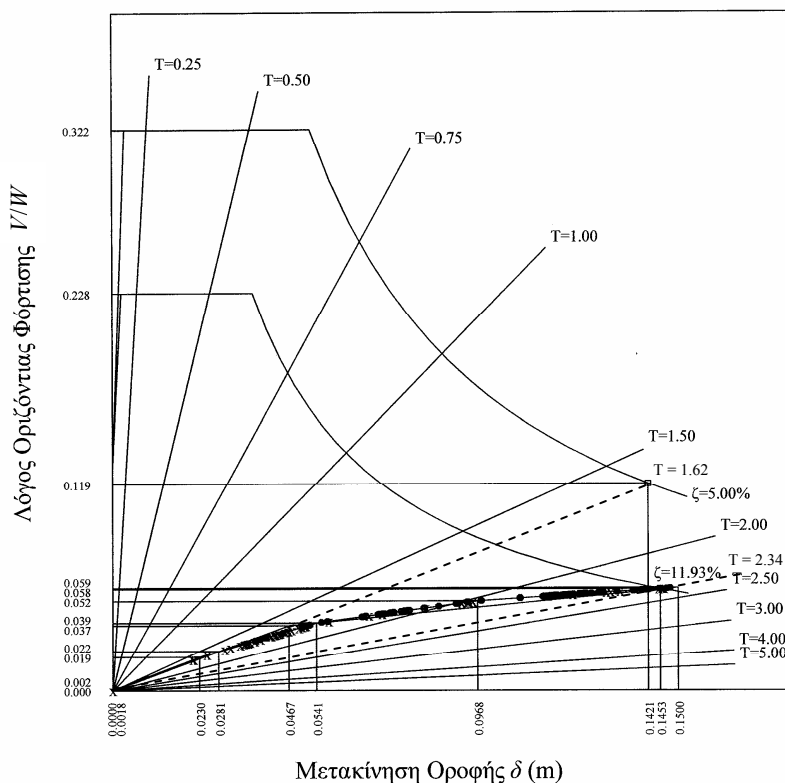
### 9.5.2 Ανάλυση Ενισχυμένης Κατασκευής

Η δεύτερη ανάλυση έδειξε ότι μετά τις προτεινόμενες επεμβάσεις, η συμπεριφορά του κτιρίου αναβαθμίζεται αισθητά, ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις των *EAK 2000* και *EKΩΣ 2000*. Συγκεκριμένα, δεν υπήρξε σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα. Παρόλ' αυτά σε περιορισμένο αριθμό υποστυλωμάτων διαπιστώθηκαν υπερβάσεις της διατμητικής τους αντοχής (ένδειξη με x στην καμπύλη συμπεριφοράς, βλ. Σχήμα 9.4). Για τα υποστυλώματα αυτά κρίθηκε απαραίτητη η ενίσχυση σε όλο το ύψος τους. Στις δοκούς αντίθετα υπήρξαν οριακές υπερβάσεις της πλαστικής τους ροπής αντοχής (ένδειξη με • στην καμπύλη συμπεριφοράς, βλ. Σχήμα 9.4), οι οποίες όμως ήταν εξαιρετικά περιορισμένες και επομένως, ακόμα και αν αυτές οι δοκοί παρουσιάσουν βλάβες σε ενδεχόμενο σεισμό μεγάλου μεγέθους, οι βλάβες αυτές θα είναι περιορισμένης έκτασης.

Επιπλέον, λόγω των επεμβάσεων αυξάνεται σημαντικά η δυσκαμψία της κατασκευής, με αποτέλεσμα τη μείωση της ιδιοπεριόδου σε  $T = 1.00 \text{ sec}$  και  $T = 1.33 \text{ sec}$  για ελαστική και ελαστοπλαστική συμπεριφορά, αντίστοιχα. Όσον αφορά στη μέγιστη πιθανή μετακίνηση του φορέα, αυτή μειώνεται σε



$\delta_{max} = 9.0$  cm ενώ ο αντίστοιχος λόγος οριζόντιας φόρτισης  $V/W$  διπλασιάζεται από την ‘ως έχει’ κατασκευή και γίνεται 0.112.



Σχήμα 9.3.: Καμπύλη συμπεριφοράς υφιστάμενης κατασκευής.

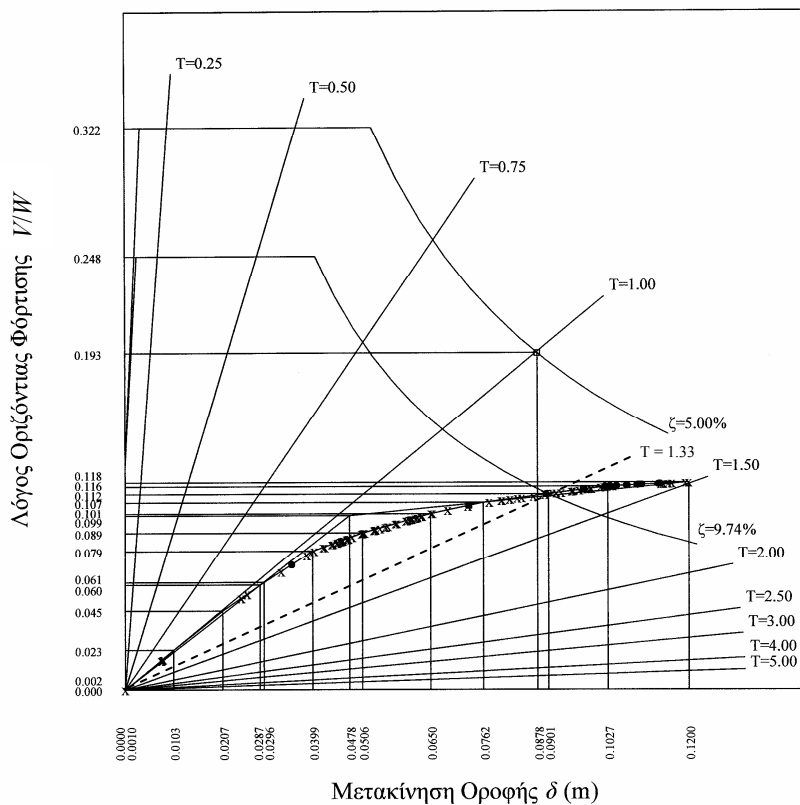
Επιπλέον η ενισχυμένη κατασκευή αναλύθηκε για τη σεισμική δράση που αντιστοιχεί στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II του *EAK 2000* και στάθμη επιτελεσματικότητας Γ': αποφυγή κατάρρευσης. Ο έλεγχος των στοιχείων του φέροντος οργανισμού σε πλαστική στροφή και διάτμηση έγινε με βάση τις επιτρεπόμενες τιμές που αναφέρονται στη βιβλιογραφία.\*

\* *FEMA 356* και *KANEΠΕ*.

### 9.6 Προτάσεις επεμβάσεων

Με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων, οι τελικές προτάσεις των επεμβάσεων για την ενίσχυση της κατασκευής είναι οι ακόλουθες:

1. Στις θέσεις που φαίνονται στο Σχήμα 9.2 κατασκευάζονται έξι νέα τοιχώματα (T1, T2, T3, T4, T5 και T6) από έγχυτο οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25.
2. Στα υποστυλώματα που βρίσκονται σε επαφή με τα νέα τοιχώματα κατασκευάζεται μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C20/25. Ο μανδύας αυτός εκτείνεται περιμετρικά, στις δυο ή στις τρεις πλευρές του κάθε υποστυλώματος, ανάλογα με τη θέση του αντίστοιχου υποστυλώματος και τους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς.



Σχήμα 9.4.: Καμπύλη συμπεριφοράς ενισχυμένης κατασκευής.

3. Στα υπόλοιπα υποστυλώματα κάθε στάθμης τοποθετούνται εν γένει δύο στρώσεις ινοπλισμένου πολυμερούς. Τα υποστυλώματα αυτά, όπως προκύπτει από την ανάλυση, παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε διάτμηση λόγω μη επαρκών συνδετήρων. Με την τοποθέτηση του σύνθετου υλικού, όπως αναπτύσσεται στο Κεφάλαιο 6, αυξάνεται η αντοχή τους σε τέμνουσα καθώς και η πλαστιμότητά τους.
4. Στις δοκούς που συντρέχουν στα νέα τοιχώματα τοποθετούνται επίσης σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών αφού οι τέμνουσες δυνάμεις που θα κληθούν να παραλάβουν είναι αυξημένες. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας των δοκών και της διατμητικής αντοχής τους.
5. Για τη θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων, αλλά και την ενίσχυση της υπάρχουσας θεμελίωσης κατασκευάζεται νέα περιμετρική πεδילוδοκός με πλάτος έδρασης που μεταβάλλεται ανάλογα με τους εκάστοτε περιορισμούς που επιβάλλουν τα όμορα κτίσματα. Η πεδילוδοκός αυτή συνδέει όλα τα περιμετρικά κατακόρυφα στοιχεία (Σχήμα 9.5). Η συνεργασία της περιμετρικής δοκού με τα υφιστάμενα μεμονωμένα πέδιλα επιτυγχάνεται με τη χρήση βλήτρων.



*Σχήμα 9.5.: Κατασκευή περιμετρικής πεδילוδοκού.*

Με την κατασκευή της πεδילוδοκού αυτής ουσιαστικά επιτυγχάνεται η δημιουργία μιας δύσκαμπτης θεμελίωσης που εξασφαλίζει τη συνεργασία των κατακόρυφων στοιχείων.

Επιπροσθέτως κατασκευάζονται συνδετήριες δοκοί που συνδέουν τα μεμονωμένα πέδιλα των εσωτερικών υποστυλωμάτων μεταξύ τους και με τη νέα περιμετρική πεδίλοδοκό για την καλύτερη συνεργασία των στοιχείων της θεμελίωσης.

#### **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2002), Κανονισμός Επεμβάσεων, Προσχέδιο Κειμένου - 0, Αθήνα.
2. Newman, A. (2001), *Structural Renovation of Buildings: Methods, Details, and Design Examples*, McGraw-Hill, New York.
3. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Αθήνα.
4. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000), Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, Αθήνα.
5. Federal Emergency Management Agency (2000), FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Chapters 2 and 3, Washington D.C., November.
6. Penelis, G. and Kappos, A. (1997), *Earthquake Resistant Concrete Structures*, E and FN Spon.
7. American Technology Council (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Report No. SSC 96-01, Volume 1, Chapter 8, November.