

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ
ΚΤΙΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΟΝ EC8

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

ΚΤΙΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΟΝ EC8

Σύμφωνα με τα Κυπριακά Εθνικά Προσαρτήματα
(CYS National Annexes)

Η προσομοίωση και η ανάλυση των νέων κατασκευών

Προλογίζει ο Γεώργιος Ν. Βαδαλούκας, Αντιπρόεδρος του
Ελληνικού Τμήματος Αντισεισμικής Μηχανικής (ΕΤΑΜ)



ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ Σ. ΑΝΤΩΝΙΑΔΗΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΜΔΕ

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ
ΚΤΙΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΤΟΝ EC8

Η προσομοίωση και η ανάλυση των νέων
κατασκευών



Περιεχόμενα

Περιεχόμενα	5
Πρόλογος Γεωργίου Ν. Βαδαλούκα (Αντιπροέδρου Ελληνικού Τμήματος Αντισεισμικής Μηχανικής, ETAM)	11
Πρόλογος συγγραφέα	13
Συμβολισμοί	15
Σημείωμα προς τον αναγνώστη	21
1 Εισαγωγή στην ανάλυση ολόσωμων κτιριακών κατασκευών Ο/Σ με τον EC8-1	25
1.1 Η δομή των EC8-1 και EC8-5	25
1.2 Οι θεμελιώδεις απαιτήσεις συμπεριφοράς	26
1.3 Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gr}	28
1.4 Η φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών	31
1.5 Εδαφικές συνθήκες και κατηγορίες εδάφους	34
1.6 Η προσομοίωση της σεισμικής δράσης	35
1.7 Ελαστικό φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων στις οριζόντιες διευθύνσεις	35
1.8 Ελαστικό φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων στην κατακόρυφη διεύθυνση	38
1.9 Φάσματα σχεδιασμού για «ισοδύναμη» ελαστική ανάλυση	40
1.10 Ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακινήσεων	42
1.11 Προσομοίωση της σεισμικής δράσης με επιταχυνσιογραφήματα	44
1.12 Η επιρροή της χωρικής μεταβλητότητας της σεισμικής δράσης	46
1.13 Κανόνες διαμόρφωσης του δομικού συστήματος	47
1.14 Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	47
1.15 Η διάκριση του είδους των δομικών στοιχείων	50
1.16 Γεωμετρικοί περιορισμοί	52
1.17 Η προσομοίωση των κτιρίων	56
1.18 Κριτήρια κανονικότητας κτιρίων	57
1.19 Ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων	64
1.20 Ο υπολογισμός των μαζών	66
1.21 Μέθοδοι ανάλυσης για τη σεισμική δράση	67
1.22 Τα είδη των δομικών συστημάτων του EC8-1	69
1.23 Ο υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς α	72
1.24 Η συσχέτιση του συντελεστή συμπεριφοράς με τον απαιτούμενο δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_{ϕ}	78
1.25 Έλεγχοι οριακών καταστάσεων αστοχίας	79
1.26 Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2 ^{ης} τάξης	79
1.27 Σεισμικός αρμός	82
1.28 Έλεγχος περιορισμού της διαμέτρου διαμήκων ράβδων	82
1.29 Ανάλυση προσαρτημάτων	86
1.30 Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα δομικά στοιχεία	87
1.31 Έλεγχος περιορισμού των βλαβών	87
1.32 Σύνοψη	89
2 Εισαγωγή στις αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης	91
2.1 Μέτρο Ελαστικότητας Σκυροδέματος	91
2.2 Πυκνότητα σκυροδέματος	91
2.3 Η διακριτοποίηση του πλαισίου	92
2.4 Τα μητρώα επικόμβιων μετακινήσεων, φορτίων και δυσκαμψίας στα τοπικά συστήματα αξόνων των στοιχείων	92
2.5 Τα μητρώα επικόμβιων μετακινήσεων, φορτίων και δυσκαμψίας στο καθολικό σύστημα αξόνων	94
2.6 Οι συνοριακές συνθήκες του πλαισίου	96

2.7	Η σύνθεση των συνολικών μητρώων δυσκαμψίας και φορτίων του πλαισίου	97
2.8	Η επίλυση της εξίσωσης ισορροπίας – Η μέθοδος LDLT	97
2.9	Το μητρώο μάζας M του φορέα	103
2.10	Ο υπολογισμός της πρώτης ιδιοπεριόδου και ιδιομορφής ταλάντωσης – Η επαναληπτική μέθοδος του υποχώρου (Subspace iteration method) και η μέθοδος Jacobi	105
2.11	Ο έλεγχος των ιδιομορφών – Η ιδιότητα της ακολουθίας Sturm Παρατηρήσεις	110 111
3	Εισαγωγή στην ανάλυση με τον EC8-1	121
3.1	Περιγραφή του χωρικού προσομοιώματος	122
3.2	Η εφαρμοσιμότητα της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	125
3.3	Υπολογισμός των μαζών των ορόφων	126
3.4	Η Κατακόρυφη Συνιστώσα της Σεισμικής Δράσης	129
3.5	Υπολογισμός των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων	129
3.6	Υπολογισμός των Κέντρων Βάρους (Κ.Β.) και των ακτινών αδράνειας (I_s) των ορόφων	132
3.7	Υπολογισμός των Κέντρων Δυσκαμψίας (Κ.Δ.) και των Ακτινών Δυστρεψίας (r_x και r_y) των ορόφων	138
3.8	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	140
3.9	Η επιρροή της τυχηματικής εκκεντρότητας κατά τα θετικά του x Παρατηρήσεις	143 147
4	Η σεισμική δράση σε πλαισιωτό σύστημα μη-κανονικό σε κάτοψη	157
4.1	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}	158
4.2	Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i	158
4.3	Ο τύπος του οριζοντίου φάσματος ελαστικής απόκρισης	158
4.4	Η κατηγοριοποίηση του εδάφους	158
4.5	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	158
4.6	Το Φάσμα Σχεδιασμού για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης	165
4.7	Η Κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης	166
4.8	Η ειδική περίπτωση της τοπογραφικής ενίσχυσης Παρατηρήσεις	166 167
5	Η μέθοδος της Ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης	171
5.1	Τα Μόνιμα και Μεταβλητά φορτία του κτιρίου	172
5.2	Υπολογισμός των μαζών των ορόφων	172
5.3	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	173
5.4	Μέτρο Ελαστικότητας Σκυροδέματος	173
5.5	Τα μητρώα δυσκαμψίας των πλαισίων	174
5.6	Η στατική σύμπτυξη των μητρώων δυσκαμψίας των πλαισίων	180
5.7	Το συνολικό μητρώο δυσκαμψίας (k) του κτιρίου	182
5.8	Το μητρώο μάζας (m) του φορέα	185
5.9	Η κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη	186
5.10	Η καθ' ύψος κανονικότητα του κτιρίου	193
5.11	Ο τύπος του δομικού συστήματος της κατασκευής	193
5.12	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	196
5.13	Η Κατακόρυφη Συνιστώσα της Σεισμικής Δράσης	198
5.14	Ιδιομορφική ανάλυση	199
5.15	Υπολογισμός των δρυσών ιδιομορφικών μαζών	201
5.16	Η επιλογή των σημαντικών ιδιομορφών	202
5.17	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}	203
5.18	Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i	203
5.19	Ο τύπος του Φάσματος	203
5.20	Η κατηγοριοποίηση του εδάφους	204
5.21	Το Φάσμα Σχεδιασμού για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης	204
5.22	Ο υπολογισμός των ιδιομορφικών αποκρίσεων	205
5.23	Ο συνδυασμός των ιδιομορφικών αποκρίσεων	209
5.24	Ο συνδυασμός των συνιστωσών της σεισμικής δράσης	211

5.25	Το ποσοστό της τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα	215
5.26	Σεισμικός συνδυασμός δράσεων	217
5.27	Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2 ^{ης} τάξης	217
5.28	Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών	220
5.29	Έλεγχος περιορισμού των σχετικών μετακινήσεων ορόφων	230
5.30	Σεισμικός Αρμός	232
5.31	Η επιρροή των τυχηματικών στρεπτικών επιδράσεων	233
5.32	Η μέθοδος της Ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης με χρήση επίπεδων προσομοιωμάτων	247
	Παρατηρήσεις	249
6	Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	279
6.1	Η κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη	279
6.2	Η καθ' ύψος κανονικότητα του κτιρίου	279
6.3	Ο τύπος του δομικού συστήματος της κατασκευής	284
6.4	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	284
6.5	Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι μεταφορικής ταλάντωσης	285
6.6	Η εφαρμοσιμότητα της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	287
6.7	Οι διευθύνσεις εφαρμογής των σεισμικών δράσεων	287
6.8	Η ανάλυση για τις στατικές οριζόντιες σεισμικές δράσεις	288
6.9	Ο συνδυασμός των συνιστωσών της σεισμικής δράσης	291
6.10	Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2 ^{ης} τάξης	295
6.11	Έλεγχος περιορισμού των σχετικών μετακινήσεων ορόφων	296
6.12	Σεισμικός Αρμός	297
6.13	Η επιρροή των τυχηματικών στρεπτικών επιδράσεων	298
6.14	Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης με χρήση επίπεδων προσομοιωμάτων	306
	Παρατηρήσεις	307
7	Σύστημα πλαστικών συζευγμένων τοιχωμάτων	317
7.1	Υπολογισμός των μαζών των ορόφων	317
7.2	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	318
7.3	Μέτρο Ελαστικότητας και λόγος του Poisson Σκυροδέματος	319
7.4	Η κατάταξη των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής	319
7.5	Περιγραφή του επίπεδου προσομοιωματος	320
7.6	Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών	321
7.7	Γεωμετρικοί περιορισμοί υποστυλωμάτων	322
7.8	Γεωμετρικοί περιορισμοί τοιχωμάτων	322
7.9	Το δομικό σύστημα του πλαισίου	323
7.10	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	327
	Παρατηρήσεις	329
8	Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων μη κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος	335
8.1	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	336
8.2	Μέτρο Ελαστικότητας σκυροδέματος	336
8.3	Η κατάταξη των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής	336
8.4	Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών	337
8.5	Γεωμετρικοί περιορισμοί υποστυλωμάτων	337
8.6	Γεωμετρικοί περιορισμοί τοιχωμάτων	338
8.7	Ο έλεγχος της κανονικότητας σε κάτοψη	339
8.8	Ο έλεγχος της καθ' ύψος κανονικότητας του κτιρίου	350
8.9	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	350
	Παρατηρήσεις	356
9	Ο έλεγχος της Διαφραγματικής λειτουργίας	365
9.1	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	365
9.2	Μέτρο Ελαστικότητας σκυροδέματος	366
9.3	Κανονικότητα σε κάτοψη	366
9.4	Ο έλεγχος της διαφραγματικής λειτουργίας	366
	Παρατηρήσεις	370

10	Η περίπτωση του μονώροφου κτιρίου & η μελέτη της επιρροής του εδάφους	381
10.1	Η ταξινόμηση των εδαφών θεμελίωσης	382
10.2	Επιλογή του κατάλληλου είδους θεμελίωσης	390
10.3	Ο υπολογισμός του μέτρου διάτμησης G και του μέτρου ελαστικότητας E για το εδαφικό προφίλ A	390
10.4	Τα Μόνιμα και Μεταβλητά φορτία του κτιρίου	392
10.5	Υπολογισμός των μαζών των ορόφων	392
10.6	Τα στοιχεία της θεμελίωσης του κτιρίου	395
10.7	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	395
10.8	Μέτρο Ελαστικότητας και λόγος του Poisson Σκυροδέματος	395
10.9	Οι διευθύνσεις εφαρμογής των οριζοντίων σεισμικών δράσεων	396
10.10	Η κατάταξη των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής	396
10.11	Περιγραφή του χωρικού προσομοιώματος	397
10.12	Η προσομοίωση της ενδοσιμότητας του εδάφους	398
10.13	Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών	404
10.14	Γεωμετρικοί περιορισμοί υποστυλωμάτων	405
10.15	Γεωμετρικοί περιορισμοί τοιχωμάτων	406
10.16	Ο έλεγχος της κανονικότητας του κτιρίου σε κάτοψη	407
10.17	Ο έλεγχος της καθ' ύψος κανονικότητας του κτιρίου	408
10.18	Το δομικό σύστημα του κτιρίου	408
10.19	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α Παρατηρήσεις	408 413
11	Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην καθ' ύψος κανονικότητα	431
11.1	Ο έλεγχος της κανονικότητας του κτιρίου σε κάτοψη	432
11.2	Ο έλεγχος της καθ' ύψος κανονικότητας του κτιρίου	442
11.3	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	443
11.4	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}	445
11.5	Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i	445
11.6	Ο τύπος του Φάσματος	445
11.7	Η κατηγοριοποίηση του εδάφους	445
11.8	Το Φάσμα Σχεδιασμού για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης	446
11.9	Τελικοί έλεγχοι	447
11.10	Περιορισμός βλαβών των τοιχοπληρώσεων Παρατηρήσεις	451 451
12	Η επιρροή της ασύμμετρης κατανομής των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη	457
12.1	Τα Μόνιμα και Μεταβλητά φορτία του κτιρίου	458
12.2	Υπολογισμός των μαζών των ορόφων	459
12.3	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	460
12.4	Μέτρο Ελαστικότητας και λόγος του Poisson Σκυροδέματος	460
12.5	Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών	460
12.6	Γεωμετρικοί περιορισμοί υποστυλωμάτων	462
12.7	Περιγραφή του χωρικού προσομοιώματος	462
12.8	Ο έλεγχος της κανονικότητας του κτιρίου σε κάτοψη	464
12.9	Ο έλεγχος της καθ' ύψος κανονικότητας του κτιρίου	465
12.10	Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων	466
12.11	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	471
12.12	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}	473
12.13	Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i	473
12.14	Ο τύπος του Φάσματος	473
12.15	Η κατηγοριοποίηση του εδάφους	473
12.16	Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι μεταφορικής ταλάντωσης	473
12.17	Η εφαρμοσιμότητα της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	474
12.18	Η ανάλυση για τις στατικές οριζόντιες σεισμικές δράσεις	474
12.19	Περιορισμός βλαβών των τοιχοπληρώσεων Παρατηρήσεις	477 478

13	Σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων	497
13.1	Τα Μόνιμα και Μεταβλητά φορτία του κτιρίου	498
13.2	Υπολογισμός των μαζών των ορόφων	499
13.3	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	500
13.4	Μέτρο Ελαστικότητας και λόγος του Poisson Σκυροδέματος	500
13.5	Οι διευθύνσεις εφαρμογής των οριζοντίων σεισμικών δράσεων	501
13.6	Η κατάταξη των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής	501
13.7	Περιγραφή του χωρικού προσομοιώματος	503
13.8	Το δομικό σύστημα του κτιρίου	504
13.9	Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών	512
13.10	Γεωμετρικοί περιορισμοί υποστυλωμάτων	513
13.11	Γεωμετρικοί περιορισμοί τοιχωμάτων	513
13.12	Ο έλεγχος της κανονικότητας του κτιρίου σε κάτοψη	515
13.13	Ο έλεγχος της καθ' ύψος κανονικότητας του κτιρίου	516
13.14	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α Παρατηρήσεις	516 518
14	Κατασκευή τύπου «βάθρου»	553
14.1	Τα Μόνιμα και Μεταβλητά φορτία του κτιρίου	554
14.2	Υπολογισμός των μαζών των ορόφων	555
14.3	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	556
14.4	Μέτρο Ελαστικότητας και λόγος του Poisson Σκυροδέματος	556
14.5	Οι διευθύνσεις εφαρμογής των οριζοντίων σεισμικών δράσεων	557
14.6	Η κατάταξη των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής	557
14.7	Περιγραφή του χωρικού προσομοιώματος	559
14.8	Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών	560
14.9	Γεωμετρικοί περιορισμοί υποστυλωμάτων	561
14.10	Γεωμετρικοί περιορισμοί τοιχωμάτων	562
14.11	Ο έλεγχος της κανονικότητας του κτιρίου σε κάτοψη	563
14.12	Ο έλεγχος της καθ' ύψος κανονικότητας του κτιρίου	564
14.13	Το δομικό σύστημα του κτιρίου	567
14.14	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	569
14.15	Περιγραφή της διαδικασίας ανάλυσης του κτιρίου Παρατηρήσεις	571 573
15	Ανάλυση συστήματος αποτελούμενου από πρωτεύοντα και δευτερεύοντα δομικά στοιχεία	587
15.1	Μόνιμα, μεταβλητά και φορτία χιονιού	588
15.2	Υπολογισμός των μαζών των ορόφων	589
15.3	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	589
15.4	Μέτρο Ελαστικότητας και λόγος του Poisson Σκυροδέματος	590
15.5	Χαρακτηρισμός πρωτευόντων και δευτερευόντων δομικών στοιχείων	590
15.6	Οι διευθύνσεις εφαρμογής των οριζοντίων συνιστωσών της σεισμικής δράσης	591
15.7	Η κατάταξη των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής	591
15.8	Περιγραφή του χωρικού προσομοιώματος	591
15.9	Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών	593
15.10	Γεωμετρικοί περιορισμοί υποστυλωμάτων	593
15.11	Προϋποθέσεις δευτερευόντων δομικών στοιχείων	594
15.12	Συμβολή των δευτερευόντων στοιχείων στη δυσκαμψία της κατασκευής	595
15.13	Ο έλεγχος της κανονικότητας του κτιρίου σε κάτοψη	596
15.14	Ο έλεγχος της καθ' ύψος κανονικότητας του κτιρίου	597
15.15	Η εφαρμοσιμότητα της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	597
15.16	Το δομικό σύστημα του κτιρίου	598
15.17	Ο Συντελεστής Συμπεριφοράς α	598
15.18	Υπολογισμός των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού για τα δευτερεύοντα δομικά στοιχεία Παρατηρήσεις	600 601
16	Ανάλυση για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης	611

16.1	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}	611
16.2	Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i	611
16.3	Ο τύπος του οριζοντίου φάσματος ελαστικής απόκρισης	612
16.4	Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης a_{vG}	612
16.5	Έλεγχος των προϋποθέσεων για την αναγκαιότητα της ανάλυσης έναντι της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης	612
16.6	Το φάσμα σχεδιασμού $S_{vd}(T)$ για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης	612
16.7	Μέθοδοι ανάλυσης	614
16.8	Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών	614
16.9	Μέτρο Ελαστικότητας και λόγος του Poisson Σκυροδέματος	614
16.10	Η κατάταξη των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής	615
16.11	Περιγραφή του επίπεδου προσομοιώματος	615
16.12	Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών	616
16.13	Γεωμετρικοί περιορισμοί υποστυλωμάτων	618
16.14	Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κατακόρυφης μεταφορικής ταλάντωσης	618
16.15	Η εφαρμοσιμότητα της στατικής μεθόδου ανάλυσης	622
16.16	Η ανάλυση για την κατακόρυφη σεισμική δράση	622
16.17	Επαλληλία με τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης Παρατηρήσεις	624 627
17	Ανάλυση προσαρτημάτων	637
17.1	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}	637
17.2	Ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου γ_i	638
17.3	Μέθοδοι ανάλυσης των προσαρτημάτων	638
17.4	Προσδιορισμός της σεισμικής επιτάχυνσης S_a των προσαρτημάτων	638
17.5	Οριζόντια σεισμική δύναμη σχεδιασμού προσαρτημάτων	640
17.6	Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού της έδρασης των προσαρτημάτων Παρατηρήσεις	641 643
18	Ανάλυση επίπεδου πλαισίου περιλαμβανομένων των φαινομένων 2^{ης} τάξης	649
18.1	Μέτρο Ελαστικότητας και πυκνότητα σκυροδέματος	649
18.2	Η διακριτοποίηση του πλαισίου	650
18.3	Τα φορτία της κατασκευής	650
18.4	Τα μητρώα επικόμβιων μετακινήσεων, φορτίων και δυσκαμψίας των στοιχείων στα τοπικά συστήματα αξόνων	652
18.5	Τα μητρώα επικόμβιων μετακινήσεων, φορτίων και δυσκαμψίας των στοιχείων στο καθολικό σύστημα αξόνων	654
18.6	Οι συνοριακές συνθήκες του πλαισίου	656
18.7	Η σύνθεση των συνολικών μητρώων δυσκαμψίας και φορτίων του πλαισίου	657
18.8	Επίλυση του πλαισίου με θεωρία 1 ^{ης} τάξης	657
18.9	Έλεγχος της επιρροής των φαινομένων 2 ^{ης} τάξης	659
18.10	Επίλυση του πλαισίου με θεωρία 2 ^{ης} τάξης Παρατηρήσεις	660 665
Βιβλιογραφία		673

Σημείωμα προς τον αναγνώστη

Με εξαίρεση το πρώτο κεφάλαιο, καθένα από τα υπόλοιπα πραγματεύεται παραδείγματα φορέων σκυροδέματος επιλεγμένων έτσι ώστε να καλύψουν όλες τις δυνατές περιπτώσεις που δημιουργεί η εφαρμογή του Ευρωκώδικα 8 στην πράξη. Η δομή τους αποτελείται από τα ακόλουθα 4 βασικά μέρη:

1. Την παρουσίαση του υπό εξέταση κτιρίου-θέματος στην πρώτη σελίδα κάθε κεφαλαίου (με εξαίρεση το πρώτο κεφάλαιο).
2. Το κυρίως κείμενο εμπλουτισμένο με όσο το δυνατόν περισσότερα σχήματα για την καλύτερη κατανόηση των αναπτυσσόμενων θεμάτων.
3. Το τμήμα των «Παρατηρήσεων» στο τέλος κάθε κεφαλαίου με σχόλια-παρατηρήσεις πάνω στο σώμα του κυρίως κειμένου. Οι παραπομπές από το κυρίως κείμενο στις Παρατηρήσεις έχουν γενικά την ακόλουθη μορφή π.χ. «...η μέθοδος ανάλυσης^{π.10} εφαρμόζεται...» οπότε ο αναγνώστης θα ξέρει ότι για αυτό το θέμα υπάρχουν επιπλέον σχόλια στο τέλος του αντίστοιχου κεφαλαίου στην παρατήρηση υπ' αριθμόν Π.10. Οι παρατηρήσεις αυτές περιλαμβάνουν περαιτέρω αναλύσεις θεμάτων, συνήθεις πρακτικές και συμβουλές και γενικά θέματα-ζητήματα τα οποία είναι μεν ουσιαστικά αλλά επιλέχθηκε να αναπτυχθούν χωριστά έτσι ώστε να μη «βαρύνουν» τη ροή και ανάγνωση των κυρίως κειμένων.
4. Το δεξιό περιθώριο τόσο στο κυρίως κείμενο όσο στο τμήμα των παρατηρήσεων το οποίο περιλαμβάνει όλες τις σχετικές παραγράφους των εμπλεκόμενων κανονισμών. Έτσι ο αναγνώστης θα μπορεί συγχρόνως να ψάχνει, να διαβάζει και να εξοικειώνεται με αυτούς. Οι παράγραφοι του EC8-1 επειδή καταλαμβάνουν όπως είναι αναμενόμενο το μεγαλύτερο μερίδιο, αναγράφονται κατευθείαν με τον αριθμό του άρθρου, του πίνακα ή της έκφρασης (π.χ. 5.5.3.1(2), Πίνακας 4.1, Σχέση 4.1a). Για άλλα τμήματα του EC8 ή για άλλους κανονισμούς θα αναγράφεται πρώτα ο κανονισμός και μετά το άρθρο του (π.χ. EC2-1-1 3.3.4(2)). Η αναφορά στα αντίστοιχα εθνικά προσαρτήματα γίνεται με το πρόθεμα NA και την αντίστοιχη παράγραφο, πίνακα, σχήμα κλπ. Για λόγους συντομίας, σε όλη την έκταση του βιβλίου αυτού, οι Ευρωκώδικες αναφέρονται με σύντομη ονομασία (π.χ. EC8-1) και όχι με την πλήρη ονομασία του αντίστοιχου προτύπου η οποία όμως θα υπονοείται πάντα (π.χ. EN 1998-1). Διευκρινίζεται ότι η αρίθμηση των σχέσεων και των εκφράσεων του κυρίως κειμένου είναι ανεξάρτητη από αυτήν των κειμένων των κανονισμών. Ο αριθμός της αντίστοιχης σχέσης στον κανονισμό από τον οποίο προέρχεται, θα αναγράφεται πάντα στο δεξιό περιθώριο. Σημειώνεται ακόμη ότι παρόλη τη συμβατότητά τους (βλέπε π.χ. ορολογία), το κείμενο του βιβλίου αυτού δεν υποκαθιστά σε καμία περίπτωση τα κείμενα των κανονισμών. Τέλος, σε πολλά σημεία του βιβλίου γίνεται αναφορά στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000) και συγκεκριμένα στα εδάφια που αναφέρονται στη μεθοδολογία του πλασματικού ελαστικού άξονα για τον υπολογισμό των ακτινών δυστροπίας και των κέντρων δυσκαμψίας. Ο αναγνώστης που επιθυμεί, μπορεί να έχει πρόσβαση στο πλήρες κείμενο του κανονισμού αυτού μέσω της ιστοσελίδας του Οργανισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (www.oasp.gr).

Εισαγωγή στην ανάλυση ολόσμων κτιριακών κατασκευών Ο/Σ με τον EC8-1

1.

Ο στόχος του πρώτου κεφαλαίου είναι να εισάγει τον αναγνώστη στις έννοιες και στη φιλοσοφία του EC8-1 καθώς και να συμπεριλάβει μία σύντομη επισκόπηση των διατάξεων που περιλαμβάνει αναφορικά με την ανάλυση κτιριακών κατασκευών από (συμβατικά) οπλισμένο σκυρόδεμα.

1.1 Η δομή των EC8-1 και EC8-5

Όλοι οι κανόνες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών περιλαμβάνονται στον Ευρωκώδικα 8, το πρώτο μέρος του οποίου τιτλοφορείται ως «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια». Ο κανονισμός αυτός θα συμβολίζεται στο εξής ως EC8-1. Όπως φαίνεται και από τον τίτλο του, σε αυτόν περιλαμβάνονται όλοι οι κανόνες που αφορούν στον σχεδιασμό των κτιριακών κατασκευών. Η δομή του κανονισμού αυτού δίνεται στον πίνακα 1.1. Οι αριθμοί των κεφαλαίων που βρίσκονται σε σκούρο γκρι φόντο, υποδεικνύουν εκείνα τα κεφάλαια και τα παραρτήματα που είναι απαραίτητα για τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κτιριακών κατασκευών σκυροδέματος.

1.1.2

1	Γενικά
2	Απαιτήσεις επιτελεσματικότητας και κριτήρια συμμόρφωσης
3	Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση
4	Σχεδιασμός κτιρίων
5	Ειδικοί κανόνες για κτίρια από σκυρόδεμα
6	Ειδικοί κανόνες για κτίρια από χάλυβα
7	Ειδικοί κανόνες για σύμμικτα κτίρια από χάλυβα - σκυρόδεμα
8	Ειδικοί κανόνες για κτίρια από ξύλο
9	Ειδικοί κανόνες για κτίρια από τοιχοποιία
10	Σεισμική μόνωση
Παρ. Α	Ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακινήσεων
Παρ. Β	Προσδιορισμός της επιδιωκόμενης μετακίνησης για μη-γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)
Παρ. C	Σχεδιασμός πλακών σύμμικτων δοκών χάλυβα-σκυροδέματος στις ενώσεις δοκού-υποστυλώματος σε καμπτικά πλαίσια

Πίνακας 1.1 Η δομή του EC8-1. Οι αριθμοί των κεφαλαίων που βρίσκονται υπό έντονη σκίαση γκρι χρώματος, δηλώνουν τα κεφάλαια και παραρτήματα που είναι απαραίτητα στο σχεδιασμό νέων κτιριακών κατασκευών σκυροδέματος.

Ο κανονισμός δεν καλύπτει τη μελέτη ειδικών έργων όπως πυρηνικοί σταθμοί παραγωγής ενέργειας, λιμενικά έργα και μεγάλα φράγματα. Στα επόμενα θα ασχοληθούμε μόνο με ολόσμες (νέες) κτιριακές κατασκευές από συμβατικά οπλισμένο σκυρόδεμα.

1.1.1(3)A

Από τα υπόλοιπα μέρη του EC8, είναι απαραίτητο για το σχεδιασμό των κτιριακών κατασκευών και το μέρος 5 (EC8-5), το οποίο περιλαμβάνει τους κανόνες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των θεμελιώσεων, των αντιστηρίξεων καθώς και άλλα γεωτεχνικά θέματα. Η δομή του

- 10% σε 50 έτη.
- Οριακή κατάσταση περιορισμού των βλαβών (LS of Damage Limitation, DL). Σύμφωνα με αυτήν την οριακή κατάσταση, οι βλάβες στο φέροντα οργανισμό είναι περιορισμένες (κατά κανόνα ελαφριές έχοντας αποφύγει τη διαρροή και διατηρώντας την αντοχή και τη δυσκαμψία τους) ενώ τα μη φέροντα στοιχεία μπορεί να εμφανίσουν εκτεταμένες ρηγματώσεις. Σε κάθε περίπτωση η επισκευή τους είναι οικονομικά ανεκτή. Όπως και στις προηγούμενες οριακές καταστάσεις, η περίοδος επαναφοράς πρέπει να συμφωνηθεί μεταξύ του μηχανικού και του ιδιοκτήτη του έργου. Γενικά και κατ' αντιστοιχία με συνήθη νέα κτίρια, η προστασία η οποία θεωρείται κατάλληλη χαρακτηρίζεται από περίοδο επαναφοράς 225 έτη που ισοδυναμεί με πιθανότητα υπέρβασης 20% σε 50 έτη.

EC8-3
2.1(3)A
EC8-3
NA 2.2(3)P

Τονίζεται ότι σε αντίθεση με τον EC8-1, σύμφωνα με τον οποίο θα πρέπει η κάθε νέα κατασκευή να ικανοποιεί και τις δύο θεμελιώδεις απαιτήσεις καθώς και τα πρόσθετα μέτρα που αναφέρθηκαν προηγουμένως, στον EC8-3 τα δομήματα που αποτιμούνται ή ανασχεδιάζονται μπορούν να ικανοποιούν μία ή και περισσότερες από τις αντίστοιχες οριακές καταστάσεις (NC, SD, DL) κατόπιν συμφωνίας μεταξύ του μηχανικού και του ιδιοκτήτη του έργου. Εξαιρέση αποτελούν οι κατασκευές οι οποίες ανήκουν στην κατηγορία σπουδαιότητας IV (βλ. πίνακα 1.3) για τις οποίες είναι υποχρεωτικός ο έλεγχος και των τριών οριακών καταστάσεων (NC, SD, DL).

EC8-3
2.1(2)A
EC8-3
NA 2.2(2)P

1.3 Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}

Ορίζουμε τη σεισμική επικινδυνότητα σε μία περιοχή, είτε ως την πιθανότητα να παρατηρηθεί στην περιοχή αυτή σεισμική επιτάχυνση ή ένταση σεισμού I μεγαλύτερη μιας ορισμένης τιμής μέσα σε ορισμένο χρονικό διάστημα, είτε με την τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης ή της έντασης για την οποία υπάρχει συγκεκριμένη πιθανότητα υπέρβασης της μέσα σε καθορισμένο χρονικό διάστημα.

Στον EC8-1, η σεισμική επικινδυνότητα εκφράζεται με μία και μοναδική παράμετρο: την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A (βλ. §1.5 για τις κατηγορίες των εδαφών). Η τιμή αυτή αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης ίσης με 475 έτη ή ισοδύναμα με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε διάστημα 50 ετών. Αντιστοιχεί συνεπώς στην απαίτηση αποφυγής κατάρρευσης του EC8-1.

3.1.2
3.1.2(1)
Πίνακας 3.1
3.2.1(2)
3.2.1(3)

Ο υπολογισμός της επιτάχυνσης σχεδιασμού a_{g2} που αντιστοιχεί σε μία τυχούσα περίοδο επαναφοράς $T(a_{g2})$, μπορεί να γίνει με τη βοήθεια της ακόλουθης σχέσης:

2.1(4)

$$a_{g2} = a_{gR} \left(\frac{T(a_{g2})}{T_{NCR}} \right)^{1/k} = a_{gR} \left(\frac{T(a_{g2})}{475} \right)^{1/3} \quad (1.1)$$

Όπως θα δειχθεί παρακάτω (πίνακας 1.6), τα εδάφη που ανήκουν στην κατηγορία A αντιστοιχούν σε βράχους ή γενικά σε βραχώδεις σχηματισμούς με ενδεχομένως μικρό πάχος υπερκείμενου ασθενούς επιφανειακού υλικού (μικρότερο από 5 m). Κατά συνέπεια η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς ορίζεται σε έδαφος βραχώδες. Για

κατηγορίες εδάφους διαφορετικές από την κατηγορία A και προκειμένου να ληφθεί υπόψη ενδεχόμενη ενίσχυση της σεισμικής δράσης εξαιτίας της απόκρισης ενός εδάφους διαφορετικού από το βράχο, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή εδάφους S. Ο συντελεστής αυτός έχει τιμή 1.0 για έδαφος κατηγορίας A και τιμή μεγαλύτερη της μονάδος για τις υπόλοιπες κατηγορίες εδάφους (πίνακας 1.8).

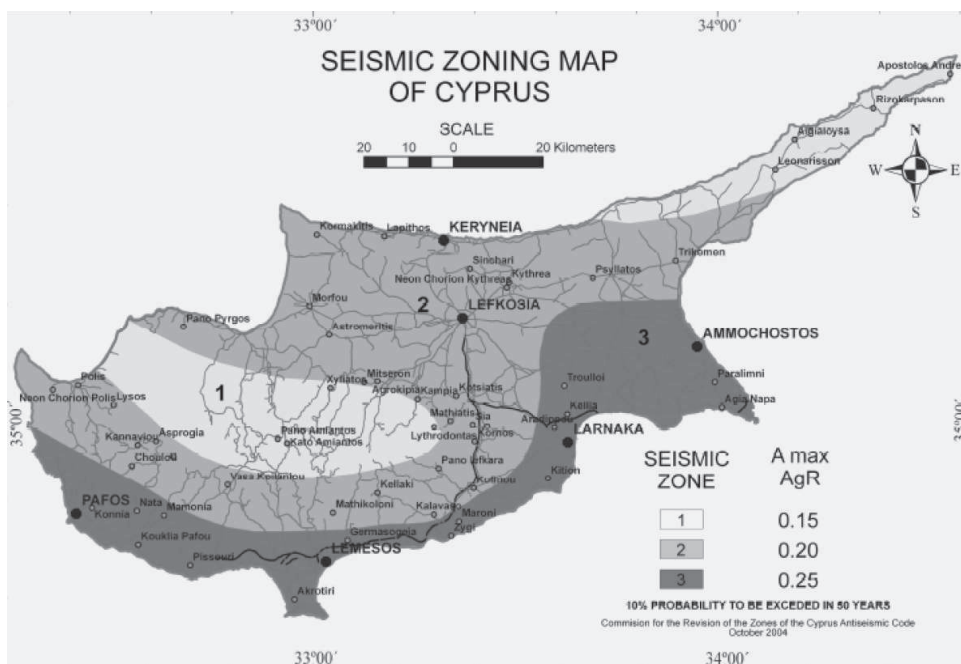
Σύμφωνα με τον EC8-1 όλες οι χώρες θα πρέπει να διαιρεθούν σε σεισμικές ζώνες, μέσα σε κάθε μία από τις οποίες θα θεωρείται ότι η σεισμική επικινδυνότητα παραμένει σταθερή. Επειδή η τελευταία εκφράζεται μόνο από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} , η κάθε σεισμική ζώνη θα χαρακτηρίζεται από μία και μόνον τιμή: τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς για έδαφος κατηγορίας A. Για την Κύπρο ορίζονται τρεις σεισμικές ζώνες (Z1, Z2 και Z3) για τις οποίες η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας A είναι ίση με 0.15g, 0.20g και 0.25g αντίστοιχα (σχήμα 1.1).

3.2.1(1)A

NA 2.5(1)
NA 2.5(2)
NA 4

Σεισμικές ζώνες με εξαιρετικά χαμηλές τιμές επιταχύνσεων σχεδιασμού χαρακτηρίζονται από τον EC8-1, ως ζώνες χαμηλής ή πολύ χαμηλής σεισμικότητας. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών που βρίσκονται σε ζώνες χαμηλής σεισμικότητας μπορούν να εφαρμοσθούν απλοποιημένες μέθοδοι, ενώ για κατασκευές που βρίσκονται σε ζώνες πολύ χαμηλής σεισμικότητας, οι σεισμικές δράσεις επιτρέπεται να αγνοούνται εντελώς.

3.2.1(4)
3.2.1(5)A



Σχήμα 1.1 Ο χάρτης των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Κύπρου.

Σύμφωνα με το Κυπριακό εθνικό προσάρτημα, ζώνη χαμηλής σεισμικότητας μπορεί να θεωρείται όταν η επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A δεν υπερβαίνει το 0.08g (=0.78 m/s²). Αντίστοιχα, για μία ζώνη πολύ χαμηλής σεισμικότητας θα πρέπει η επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A να μην υπερβαίνει το 0.04g (=0.39 m/s²). Από το σχήμα 1.1 πάντως, γίνεται φανερό ότι για την Κύπρο δεν προβλέπονται

NA 2.5(4)

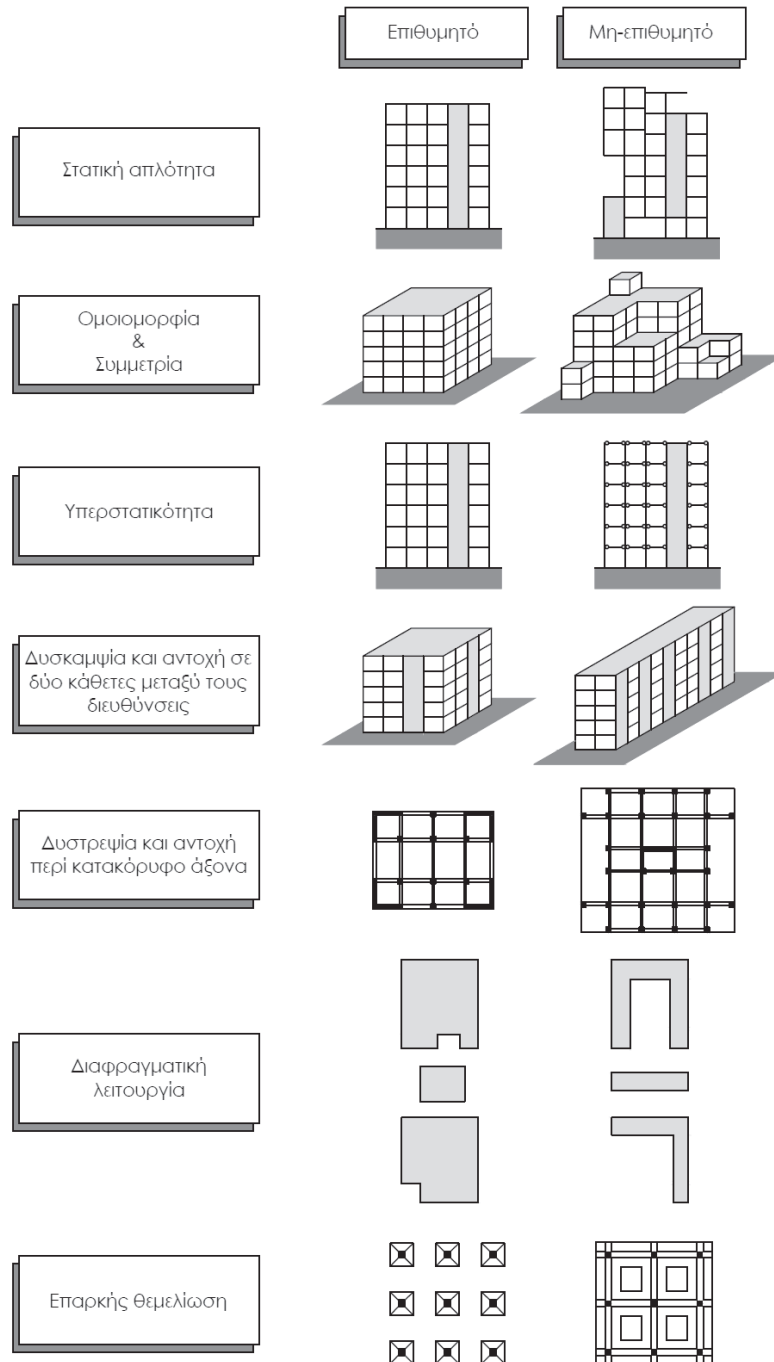
NA 2.5(5)

επιτρεπόμενη ποιότητα σκυροδέματος είναι η C20/25.

Τέλος, για κατασκευές κατηγορίας χαμηλής πλαστιμότητας (DCL), η ελάχιστη επιτρεπόμενη ποιότητα σκυροδέματος είναι η C12/15.

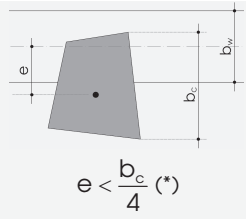
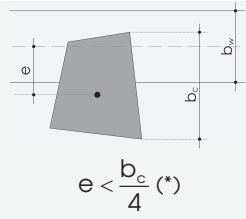
EC2-1-1
Πίνακας 3.1

Δεδομένου ότι τα χαμηλότερης αντοχής σκυροδέματα αυξάνουν ευκολότερα και περισσότερο την πλαστιμότητά τους, οι διατάξεις περί ελαχίστων κατηγοριών ποιότητας σκυροδέματος σχετίζονται με απαιτήσεις συνάφειας υπό την ανακυκλιζόμενη (σεισμική) ένταση και ενδεχομένως με την κάλυψη απαιτήσεων αναφορικά με την εξασφάλιση μίας ελάχιστης στάθμης αντοχής των δομικών στοιχείων.



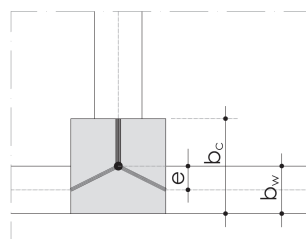
Σχήμα 1.10 Παραδείγματα επιθυμητών και μη επιθυμητών διαμορφώσεων δομικών συστημάτων για την ικανοποίηση των κατευθυντήριων αρχών του EC8-1.

συνήθη περίπτωση κατά την οποία η μία πλευρική επιφάνεια της δοκού τοποθετείται «πρόσωπο» με την αντίστοιχη εξωτερική πλευρά του υποστυλώματος (σχήμα 1.12). 5.5.1.2.1(4)

	Κατηγορία πλαστιμότητας		
	DCM	DCH	
Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικού άξονα δοκού και υποστυλώματος (σημείωση: ο έλεγχος αυτός αναφέρεται αποκλειστικά σε υποστυλώματα και όχι σε τοιχώματα)			5.4.1.2.1(1)A 5.4.1.2.1(2) 5.5.1.2.1(3)A 5.5.1.2.1(4)
Περιορισμός πλάτους για την εκμετάλλευση του αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων στη βελτίωση της συνάφειας των διαμήκων ράβδων δοκών που διέρχονται μέσα από τον αντίστοιχο κόμβο.	$b_w \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_c + h_w (*) \\ 2 \cdot b_c \end{array} \right.$	$b_w \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_c + h_w (*) \\ 2 \cdot b_c \end{array} \right.$	5.4.1.2.1(3)A 5.5.1.2.1(5)A Σχέση 5.6
Ελάχιστο πλάτος	-	200 mm	5.5.1.2.1(1)A
Περιορισμός του λόγου ύψους προς πλάτος δοκού	-	$\frac{h_w}{b_w} \leq 3.5$	5.5.1.2.1(2)A EC2-1-1 5.9(3)
Περιορισμός του λόγου ανοίγματος προς πλάτος δοκού	-	$\frac{l_{ot}}{b_w} \leq \frac{70}{\left(\frac{h_w}{b_w}\right)^3} (*)$	EC2-1-1 Σχέση 5.40b

(*) Ως b_c ορίζεται η διάσταση του υποστυλώματος η κάθετη στο διαμήκη άξονα της δοκού, b_w & h_w είναι το πλάτος του κορμού και το ύψος της διατομής της δοκού αντίστοιχα ενώ ως l_{ot} ορίζεται η απόσταση μεταξύ διαδοχικών στηρίξεων οι οποίες απαγορεύουν τη στρέψη (πρακτικά η απόσταση μεταξύ διαδοχικών κατακόρυφων στοιχείων).

Πίνακας 1.11 Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών για τις κατηγορίες μέσης και υψηλής πλαστιμότητας του EC8-1 (για την κατηγορία χαμηλής πλαστιμότητας δεν ορίζονται).



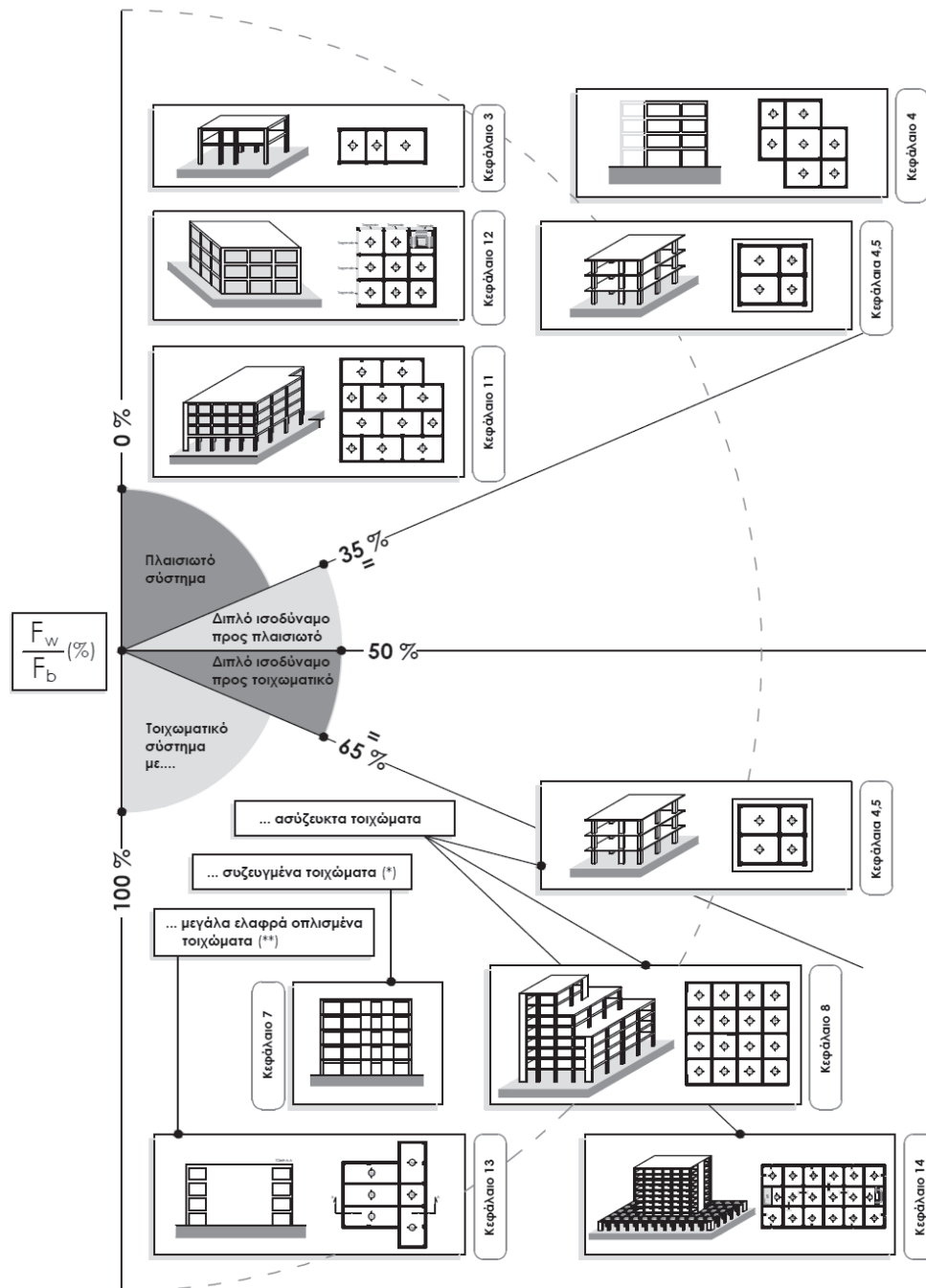
Σχήμα 1.12 Τοποθέτηση δοκού με την πλευρική της επιφάνεια «πρόσωπο» με την αντίστοιχη επιφάνεια του υποστυλώματος

Στην περίπτωση αυτή, η εφαρμογή του περιορισμού της εκκεντρότητας μεταξύ του κεντροβαρικού άξονα της δοκού και του υποστυλώματος, θα δώσει:

$$e < \frac{b_c}{4} \Rightarrow \left(\frac{b_c}{2} - \frac{b_w}{2} \right) < \frac{b_c}{4} \Rightarrow b_w > \frac{b_c}{2} \quad (1.30)$$

Δηλαδή, το πλάτος της δοκού b_w θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το μισό της διάστασης του υποστυλώματος που είναι κάθετη στο διαμήκη

οπλισμένα, σχήμα 1.11).



- (*) Περισσότερο από το 50% της τέμνουσας που παραλαμβάνουν **όλα** τα τοιχώματα μαζί στη βάση τους θα παραλαμβάνεται από συζευγμένα τοιχώματα.
- (**) Επιτρέπεται **μόνο** για την κατηγορία μέσης πλαστιμότητας (DCM). Επίσης για τον χαρακτηρισμό ενός συστήματος ως τέτοιου θα πρέπει:
- να υπάρχουν δύο μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα (στην υπό εξέταση διεύθυνση) **και**
 - αυτά τα τοιχώματα να παραλαμβάνουν περισσότερο από το 20% του συνολικού κατακόρυφου φορτίου που οφείλεται στον σεισμικό συνδυασμό δράσεων.
 - η θεμελιώδης μεταφορική ιδιοπερίοδος της υπό εξέταση διεύθυνσης να μην είναι μεγαλύτερη από 0.5 s

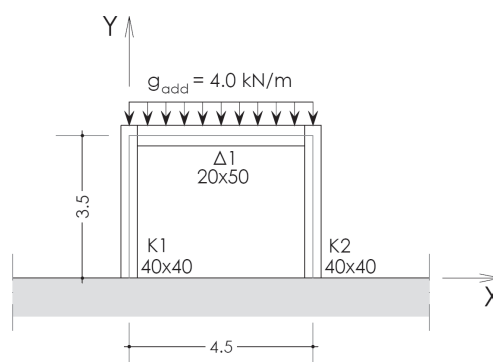
Σχήμα 1.19 Τα δομικά συστήματα του EC8-1 καθώς και ορισμένα από τα κεφάλαια του βιβλίου στα οποία μελετώνται αναλυτικά.

Τονίζεται ότι εάν το δομικό σύστημα μίας κατασκευής δεν καταταχθεί ως

5.2.2.1(7)

Δίνεται το επίπεδο πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος (Ο/Σ) που φαίνεται στο σχήμα 2.1. Η ποιότητα του χρησιμοποιούμενου σκυροδέματος είναι C20/25. Για αυτό το πλαίσιο ζητείται:

- Να προσδιορισθούν οι μετακινήσεις των κόμβων του για τη φόρτιση του σχήματος με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.
- Να προσδιορισθεί η πρώτη ιδιοτιμή και ιδιομορφή ταλάντωσής του.



Σχήμα 2.1 Το επίπεδο πλαίσιο του κεφαλαίου 2.

Απάντηση

2.1 Μέτρο Ελαστικότητας Σκυροδέματος

Χαρακτηριστική αντοχή κυλίνδρου για σκυρόδεμα ποιότητας C20/25:
 $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

EC2-1-1
 Πίν.3.1

Μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 20 + 8 = 28 \text{ MPa}$

EC2-1-1
 Πίν.3.1

Μέτρο Ελαστικότητας σκυροδέματος (επιβατική τιμή μεταξύ των τιμών $\sigma_c = 0$ και $0.4f_{cm}$):

EC2-1-1
 3.1.3(2)

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 22 \cdot \left[\frac{28}{10} \right]^{0.3} \approx 30 \text{ GPa} \quad (2.1)$$

EC2-1-1
 Πίν.3.1

2.2 Πυκνότητα σκυροδέματος

EC1-1-1

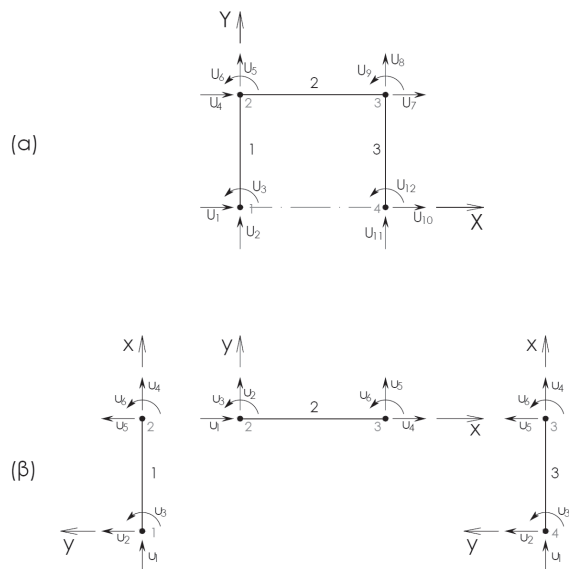
Για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους των στοιχείων του πλαισίου χρησιμοποιήθηκε η πυκνότητα σκυροδέματος γ_c που αντιστοιχεί σε κανονική ποσότητα οπλισμού:

EC1-1-1
 Πίν. Α.1

$$\gamma_c = 24 + 1 = 25 \text{ kN/m}^3 \quad (2.2)$$

2.3 Η διακριτοποίηση του πλαισίου

Θα χρησιμοποιηθούν 3 πεπερασμένα στοιχεία τύπου δοκού^{π.1}. Η αρίθμηση των στοιχείων, των κόμβων και οι βαθμοί ελευθερίας στο τοπικό (x,y) και στο καθολικό (X,Y) σύστημα αξόνων φαίνονται στο σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.2 Η αρίθμηση των πεπερασμένων στοιχείων, των κόμβων καθώς και οι βαθμοί ελευθερίας τους, (α) στο καθολικό και (β) στο τοπικό σύστημα αξόνων.

2.4 Τα μητρώα επικόμβιων μετακινήσεων, φορτίων και δυσκαμψίας στα τοπικά συστήματα αξόνων των στοιχείων

Το διάνυσμα των επικόμβιων μετακινήσεων στο τοπικό σύστημα αξόνων για το μεμονωμένο πεπερασμένο στοιχείο δοκού (σχήμα 2.2(β)) είναι:

$$\mathbf{u}_i = \langle u_1 \quad u_2 \quad u_3 \quad u_4 \quad u_5 \quad u_6 \rangle^T \quad (2.3)$$

Το μητρώο δυσκαμψίας του πεπερασμένου στοιχείου τύπου δοκού στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων είναι:

$$\mathbf{k}_i = \begin{bmatrix} \frac{E_{cm}F}{L} & 0 & 0 & -\frac{E_{cm}F}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12E_{cm}I_{eff}}{L^3} & \frac{6E_{cm}I_{eff}}{L^2} & 0 & -\frac{12E_{cm}I_{eff}}{L^3} & \frac{6E_{cm}I_{eff}}{L^2} \\ 0 & \frac{6E_{cm}I_{eff}}{L^2} & \frac{4E_{cm}I_{eff}}{L} & 0 & -\frac{6E_{cm}I_{eff}}{L^2} & \frac{2E_{cm}I_{eff}}{L} \\ -\frac{E_{cm}F}{L} & 0 & 0 & \frac{E_{cm}F}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12E_{cm}I_{eff}}{L^3} & -\frac{6E_{cm}I_{eff}}{L^2} & 0 & \frac{12E_{cm}I_{eff}}{L^3} & -\frac{6E_{cm}I_{eff}}{L^2} \\ 0 & \frac{6E_{cm}I_{eff}}{L^2} & \frac{2E_{cm}I_{eff}}{L} & 0 & -\frac{6E_{cm}I_{eff}}{L^2} & \frac{4E_{cm}I_{eff}}{L} \end{bmatrix} \begin{matrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{matrix} \quad (2.4)$$

$$\mathbf{K}_2^{(2)} = \mathbf{P}_1^T \cdot \mathbf{K}_2 \cdot \mathbf{P}_1 = \begin{bmatrix} 2.921 \cdot 10^{-3} & -3.237 \cdot 10^{-17} \\ -1.214 \cdot 10^{-17} & 6.277 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix} \quad (2.92)$$

$$\mathbf{M}_2^{(2)} = \mathbf{P}_1^T \cdot \mathbf{M}_2 \cdot \mathbf{P}_1 = \begin{bmatrix} 1.471 \cdot 10^{-6} & -1.615 \cdot 10^{-20} \\ -1.630 \cdot 10^{-20} & 1.235 \cdot 10^{-9} \end{bmatrix} \quad (2.93)$$

Οι ιδιοτιμές του προβλήματος, δηλαδή οι όροι του διαγώνιου μητρώου $\mathbf{\Lambda}_2$ δίνονται από την ακόλουθη σχέση:

$$\Lambda_{ii}^{(2)} = \frac{k_{ii}^{(2)}}{m_{ii}^{(2)}} \quad (2.94)$$

Έτσι το μητρώο $\mathbf{\Lambda}_2$ θα είναι:

$$\mathbf{\Lambda}_2 = \begin{bmatrix} \frac{2.921 \cdot 10^{-3}}{1.471 \cdot 10^{-6}} & 0 \\ 0 & \frac{6.277 \cdot 10^{-5}}{1.235 \cdot 10^{-9}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1985.72 & 0 \\ 0 & 50825.91 \end{bmatrix} \quad (2.95)$$

Για να υπολογίσουμε τις ιδιομορφές, σχηματίζουμε πρώτα το διαγώνιο μητρώο \mathbf{B}_2 , οι όροι του οποίου είναι ίσοι με το αντίστροφο της τετραγωνικής ρίζας των διαγωνίων όρων του μητρώου $\mathbf{M}_2^{(2)}$:

$$\mathbf{B}_2 = \begin{bmatrix} \frac{1}{\sqrt{1.471 \cdot 10^{-6}}} & 0 \\ 0 & \frac{1}{\sqrt{1.235 \cdot 10^{-9}}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 824.51 & 0 \\ 0 & 28455.52 \end{bmatrix} \quad (2.96)$$

Το μητρώο των ιδιομορφών \mathbf{Q}_2 , θα δίνεται πλέον από την ακόλουθη σχέση:

$$\mathbf{Q}_2 = \mathbf{P}_1 \cdot \mathbf{B}_2 = \begin{bmatrix} 824.51 & -28178.51 \\ -1.634 & 28455.52 \end{bmatrix} \quad (2.97)$$

Στο σημείο αυτό, ο πρώτος κύκλος της μεθόδου Jacobi τελειώνει. Για την έναρξη του δευτέρου κύκλου, έχοντας ως δεδομένα τα μητρώα $\mathbf{K}_2^{(2)}$ και $\mathbf{M}_2^{(2)}$ υπολογίζεται ένα νέο μητρώο μετασχηματισμού \mathbf{P}_2 , τα νέα μητρώα δυσκαμψίας και μάζας $\mathbf{K}_2^{(3)}$ και $\mathbf{M}_2^{(3)}$ κοκ.

Η σύγκλιση της μεθόδου κατά την επανάληψη από το βήμα (i) στο (i+1) επιτυγχάνεται όταν ισχύουν συγχρόνως οι ακόλουθες σχέσεις:

$$\frac{|\Lambda_{ii}^{(i+1)} - \Lambda_{ii}^{(i)}|}{\Lambda_{ii}^{(i+1)}} \leq 10^{-s} \quad (2.98)$$

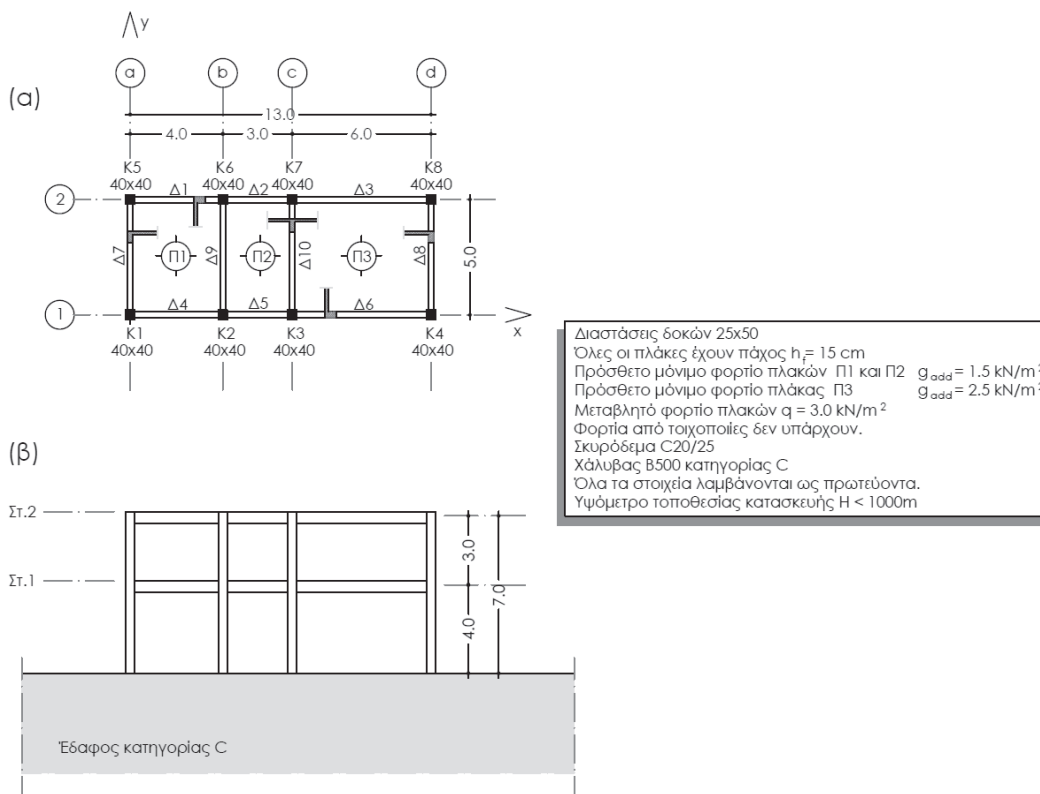
$$\left[\frac{(k_{ij}^{(i+1)})^2}{k_{ii}^{(i+1)} \cdot k_{jj}^{(i+1)}} \right]^{1/2} \leq 10^{-s} \quad (2.99)$$

Η διώροφη κατασκευή Ο/Σ που φαίνεται στο σχήμα 3.1 πρόκειται να χρησιμοποιηθεί ως κτίριο γραφείων. Για την κατασκευή αυτήν ισχύουν τα εξής:

- Ανήκει σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι (Z1).
- Το έδαφος θεμελίωσης ταξινομείται στη κατηγορία C.
- Η κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής είναι η μέση (DCM) και ο συντελεστής συμπεριφοράς της (τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά τη y) είναι $\alpha=3.9$.
- Η διατομή όλων των κατακόρυφων στοιχείων είναι 40x40 (cm) και παραμένει σταθερή σε όλους τους ορόφους.

Για την κατασκευή αυτή ζητούνται τα εξής:

- Να περιγραφεί χωρικό προσομοίωμα με γραμμικά (1D) πεπερασμένα στοιχεία τύπου δοκού.
- Να ελεγχθεί η εφαρμοσιμότητα της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (Lateral Force Method of Analysis).
- Να υπολογισθούν οι μάζες των ορόφων.
- Να ελεγχθεί εάν απαιτείται να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης.
- Να υπολογισθούν τα οριζόντια σεισμικά φορτία για σεισμική διέγερση κατά τα θετικά y και x και να δειχθεί τρόπος εισαγωγής τους στο χωρικό προσομοίωμα.
- Να υπολογισθούν τα Κέντρα Βάρους (Κ.Β.) και οι ακτίνες αδράνειας των ορόφων.
- Να υπολογισθούν τα Κέντρα Δυσκαμψίας (Κ.Δ.) και οι ακτίνες δυστρεψιάς.
- Να επιβεβαιωθεί η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς α .
- Να συνυπολογισθεί η τυχηματική εκκεντρότητα κατά τα θετικά του άξονα x .



Σχήμα 3.1 Η κτιριακή κατασκευή του κεφαλαίου 3 (α) η κάτοψη του τυπικού ορόφου (β) όψη του κτιρίου (άξονας 1).

Από την εφαρμογή των σχέσεων (3.68) προκύπτουν οι ακτίνες δυστρεψίας r_{mx} και r_{my} του πίνακα 3.13.

	r_{mx} (m)	r_{my} (m)
Στάθμη 1	5.38	5.36
Στάθμη 2	5.39	5.36

Πίνακας 3.13 Ακτίνες δυστρεψίας r_{mx} και r_{my} ως προς τα Κ.Β. των κατόψεων.

Είναι προφανές ότι με τη χρήση των σχέσεων 3.68, η ικανοποίηση της ανισότητας στην 3.67 είναι ευκολότερη (η ακτίνα δυστρεψίας ως προς το Κ.Β. r_m είναι πάντα μεγαλύτερη ή ίση της ακτίνας δυστρεψίας ως προς το Κ.Δ. r).

Η κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη

4.2.3.2

Η κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας των ορόφων ως προς δύο οριζώντιους και κάθετους μεταξύ τους άξονες, θεωρείται επαρκώς συμμετρική^{π.10} (δεδομένου ότι απόλυτη συμμετρία είναι αντικειμενικά σπάνιο να εμφανισθεί).

4.2.3.2(2)

Οι κατόψεις και των δύο ορόφων είναι ορθογωνικές. Δεν υπάρχουν ούτε εισέχουσες γωνίες ούτε εσοχές στην περίμετρο.

4.2.3.2(3)

Θεωρείται ότι η δυσκαμψία των πλακών μέσα στο επίπεδό τους είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων στοιχείων (διαθέτουν φυσιολογικό πάχος, φυσιολογικά ανοίγματα, δεν έχουν οπές, οπότε η υπόθεση διαφραγματικής λειτουργίας μπορεί να υποτεθεί ότι ισχύει χωρίς αναλυτικό έλεγχο).

4.2.3.2(4)
5.10(1)

Η λυγηρότητα λ του κτιρίου σε κάτοψη είναι:

4.2.3.2(5)

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{13.25}{5.25} = 2.52 < 4.0 \quad (3.69)$$

Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστρεψίας r θα πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες δύο συνθήκες:

4.2.3.2(6)

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \text{ και } e_{oy} \leq 0.30 \cdot r_y \quad (3.70) \quad \text{Σχέση 4.1a}$$

$$r_x \geq l_s \text{ και } r_y \geq l_s \quad (3.71) \quad \text{Σχέση 4.1b}$$

Οι σχέσεις 3.71 αποτελούν ουσιαστικά τον έλεγχο στρεπτικής ευκαμψίας ο οποίος έγινε προηγουμένως. Η σχέση 3.70 ικανοποιείται επίσης επειδή (βλ. πίνακα 3.12):

$$0.30 \cdot r_x = 0.30 \cdot r_y = 0.30 \cdot 5.36 = 1.61 \text{ m} > \max e_o = 0.55 \text{ m} \quad (3.72)$$

Συνεπώς το κτίριο θα χαρακτηριστεί ως κανονικό σε κάτοψη.

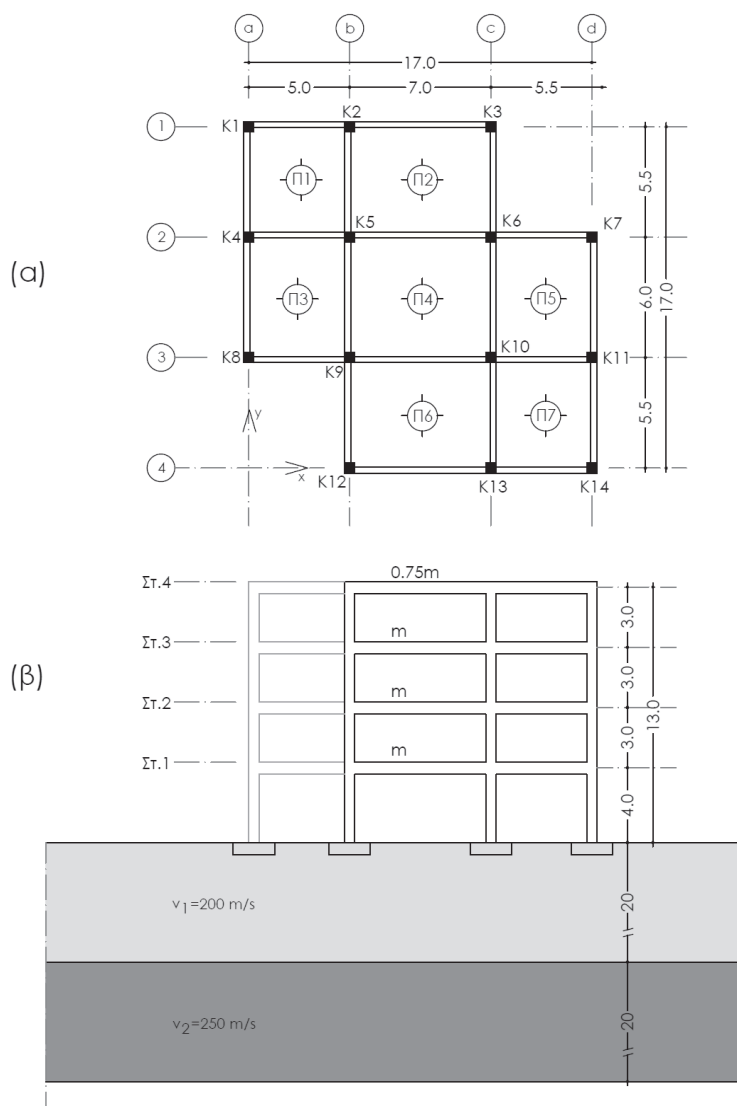
4.2.3.2(1)A

Η σεισμική δράση σε πλαίσιο σύστημα μη-κανονικό σε κάτοψη

4.

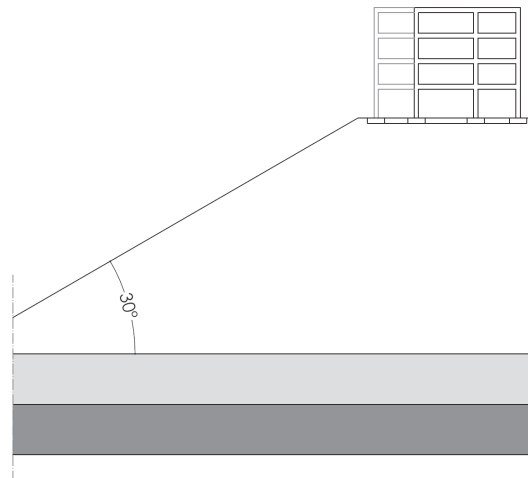
Για την κτιριακή κατασκευή Ο/Σ που φαίνεται στο σχήμα 4.1 ζητείται να προσδιορισθεί η σεισμική δράση (φάσμα σχεδιασμού) σύμφωνα με τον EC8-1 έχοντας υπόψη τα εξής:

- Ανήκει σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι (ZI).
- Θα χρησιμοποιηθεί ως σχολείο.
- Η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων (v_s) και η αντίστοιχη στρωματογραφία της περιοχής (μέχρι βάθους 40m) φαίνεται στο σχήμα 4.1.
- Η κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής μπορεί να είναι οποιαδήποτε.
- Η διατομή όλων των κατακόρυφων στοιχείων είναι 50x50 (cm) και διατηρείται σταθερή σε όλους τους ορόφους.



Σχήμα 4.1 Η κτιριακή κατασκευή του κεφαλαίου 4 (α) η κάτοψη του τυπικού ορόφου (β) όψη κτιρίου (άξονας 4) και η στρωματογραφία του εδάφους για τα πρώτα 40m βάθους.

Για την κατακόρυφη συνιστώσα εξακολουθεί να ισχύει ότι αναφέρθηκε στην §4.7 με τη διαφορά ότι το α_{vg} θα είναι πλέον διαφορετικό λόγω του συντελεστή τοπογραφικής ενίσχυσης.



Σχήμα 4.5 Θεμελίωση της κατασκευής στην κορυφαία ακμή πρανούς κλίσης περίπου 30 μοιρών. Η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III, συνεπώς απαιτείται να ληφθούν υπόψη ενδεχόμενες επιδράσεις τοπογραφικής ενίσχυσης.

Παρατηρήσεις

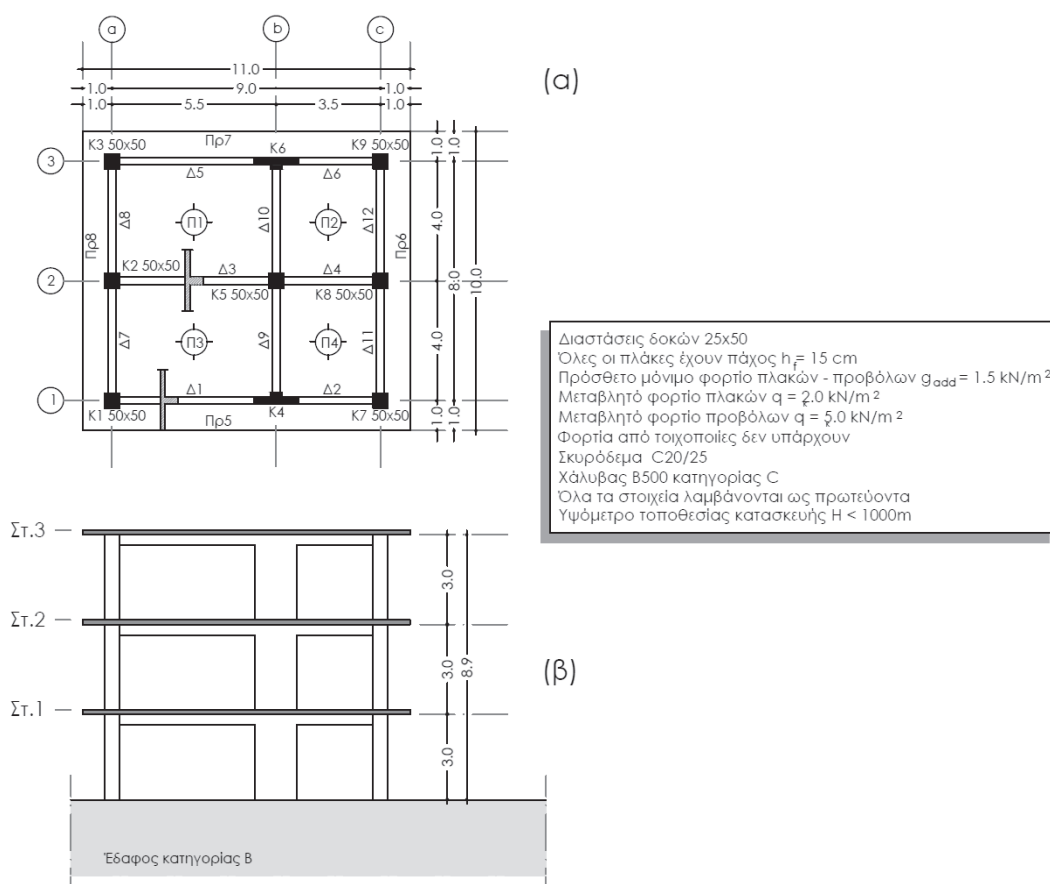
- Π.1** Σύμφωνα με τον EC8-1, ο σχεδιασμός για την κατηγορία χαμηλής πλαστιμότητας (DCL) επιτρέπεται μόνο σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας ή για την ανωδομή σεισμικά μονωμένων κτιρίων. 5.2.1(2)A
- Ως περιοχές χαμηλής σεισμικότητας, θεωρούνται είτε εκείνες στις οποίες η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A, $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$, δεν υπερβαίνει το 0.08g είτε εκείνες στις οποίες το γινόμενο $\alpha_g \cdot S$ δεν υπερβαίνει το 0.1g. 3.2.1(4)
- Για την Κύπρο δεν προβλέπονται ουσιαστικά ζώνες χαμηλής σεισμικότητας. NA 2.5(4)
- Ωστόσο η χρήση της κατηγορίας χαμηλής πλαστιμότητας (DCL) επιτρέπεται αλλά μόνο για κτίρια που ανήκουν στην κατηγορία σπουδαιότητας I ($\gamma_I=0.8$). Ο περιορισμός αυτός όμως, δεν αφορά τις περιπτώσεις τμημάτων του φέροντος οργανισμού κατασκευών μέσης ή υψηλής πλαστιμότητας (DCM ή DCH) για τα οποία προβλέπεται η διασφάλιση της παραμονής τους στην ελαστική περιοχή μέσω ικανοτικών ελέγχων. Τέτοιες περιπτώσεις είναι:
- η θεμελίωση των κτιρίων, δηλαδή το έδαφος και τα στοιχεία της θεμελίωσης. Για τα στοιχεία της θεμελίωσης, ο EC8-1 παρέχει εναλλακτικά τη δυνατότητα να συμπεριληφθούν στο μηχανισμό απόσβεσης σεισμικής ενέργειας του κτιρίου. Στην τελευταία περίπτωση, τα στοιχεία σχεδιάζονται για να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της αντίστοιχης κατηγορίας πλαστιμότητας στην οποία ανήκει η ανωδομή. 4.4.2.6(2)A
5.8.1(2)A
5.8.1(3)A
 - υπόγεια τμήματα κτιρίων και τα αντίστοιχα στοιχεία θεμελίωσης. 5.8.1(5)
 - δευτερεύοντα δομικά στοιχεία, δηλαδή στοιχεία της ανωδομής τα οποία δεν συμπεριλαμβάνονται στο σύστημα ανάληψης των σεισμικών δράσεων. 5.7(1)A
5.7(3)

Η μέθοδος της Ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης

5.

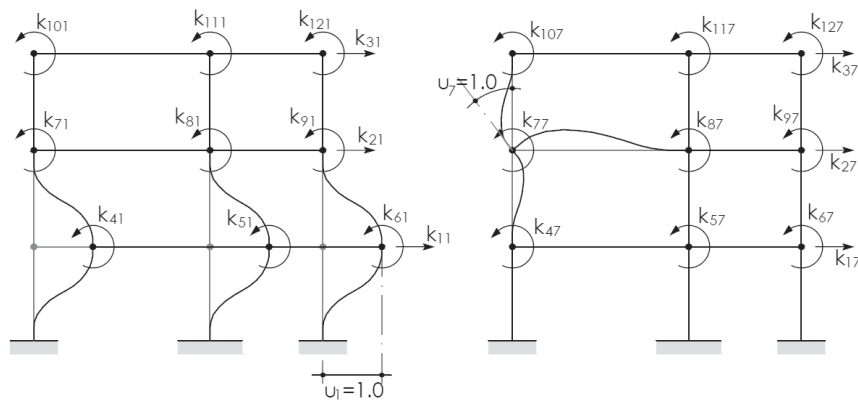
Θεωρείται η κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος του σχήματος 5.1 και ζητείται να υπολογισθεί η σεισμική της απόκριση χρησιμοποιώντας τη μέθοδο της Ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης με βάση το φάσμα σχεδιασμού του EC8-1. Τα δεδομένα για αυτόν τον υπολογισμό είναι τα εξής (σχήμα 5.1):

- Το έργο βρίσκεται σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I (Z1).
- Οι όροφοι του κτιρίου θα χρησιμοποιηθούν ως χώροι διαμονής.
- Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην κατηγορία B.
- Η κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής θα είναι η υψηλή (DCH).
- Η διατομή όλων των κατακόρυφων στοιχείων παραμένει σταθερή σε όλους τους ορόφους.
- Θεωρείται ότι τοιχοπληρώσεις δεν υπάρχουν πουθενά στο κτίριο.
- Προς διευκόλυνση των υπολογισμών, θα αγνοηθούν οι αξονικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις όλων των στοιχείων καθώς και οι άκαμπτοι βραχίονες άκρων όλων των δοκών.
- Τα κατακόρυφα στοιχεία θα θεωρηθούν πλήρως πακτωμένα στη στάθμη του εδάφους^{π.1}.



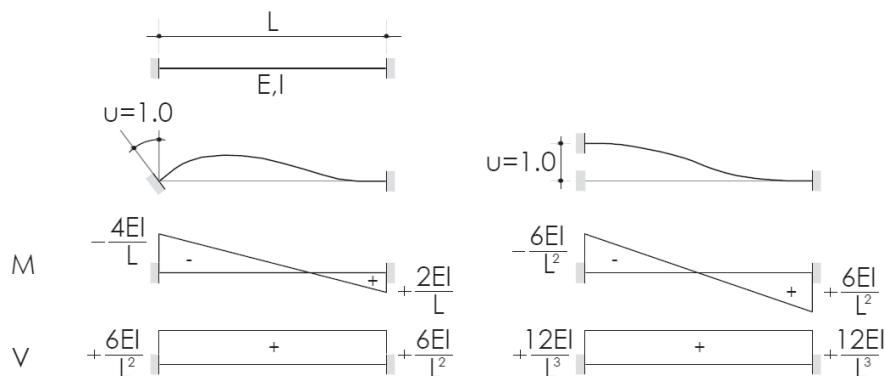
Σχήμα 5.1 Η κτιριακή κατασκευή του κεφαλαίου 5 (α) η κάτοψη του τυπικού ορόφου (β) η όψη του κτιρίου στον άξονα 1.

μοναδιαία τιμή, ενώ όλες οι υπόλοιπες παραμείνουν παγιωμένες.



Σχήμα 5.7 Παραδείγματα υπολογισμού των συντελεστών δυσκαμψίας των πλαισίων A/C όταν οι ελευθερίες κίνησης 1 και 7 αποκτήσουν αντίστοιχα μοναδιαία τιμή ενώ οι υπόλοιπες είναι πλήρως παγιωμένες.

Αυτό που απαιτείται να γνωρίζουμε επιπλέον, είναι οι ροπές και οι τέμνουσες που αναπτύσσονται σε ένα αμφίπακτο δομικό στοιχείο για μοναδιαία μετακίνηση ή στροφή του ενός άκρου του. Αυτές δίνονται στο σχήμα 5.8.



Σχήμα 5.8 Εντατικά μεγέθη αμφίπακτου δομικού στοιχείου (ροπές και τέμνουσες) για μοναδιαία στροφή ή μετακίνηση του ενός άκρου του.

Παραδείγματος χάριν, για το πλαίσιο A όταν $u_1=1.0$ και όλες οι υπόλοιπες ελευθερίες κίνησης είναι παγιωμένες θα είναι:

$$k_{11} = 2 \cdot \frac{12E_{\text{eff}}^{K1}}{h^3} + 2 \cdot \frac{12E_{\text{eff}}^{K4}}{h^3} + 2 \cdot \frac{12E_{\text{eff}}^{K7}}{h^3} = 1087055.56 \text{ kN/m} \quad (5.28)$$

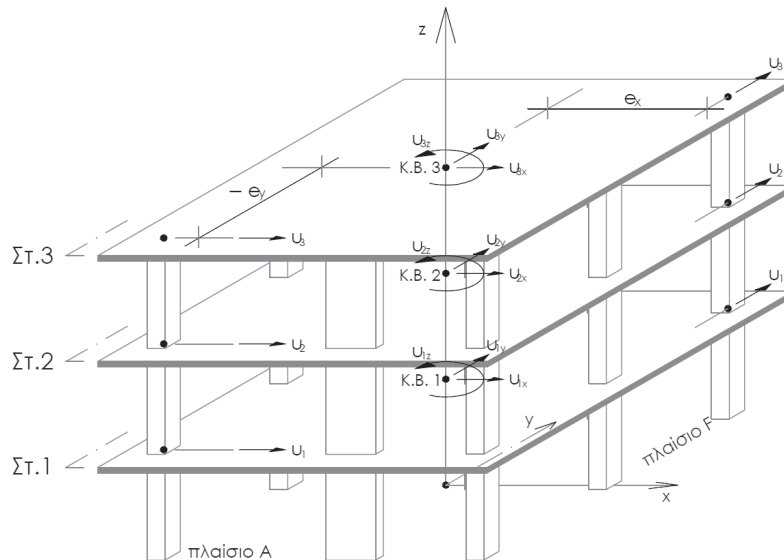
$$k_{21} = -\frac{12E_{\text{eff}}^{K1}}{h^3} - \frac{12E_{\text{eff}}^{K4}}{h^3} - \frac{12E_{\text{eff}}^{K7}}{h^3} = -543527.77 \text{ kN/m} \quad (5.29)$$

$$k_{31} = 0.0 \text{ kN/m} \quad (5.30)$$

$$k_{41} = k_{51} = k_{61} = 0.0 \text{ kNm/m} \quad (5.31)$$

Θεώρηση τριών δυναμικών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή) καθότι έτσι αναπαράγονται πλήρως οι αδρανειακές δυνάμεις και ροπές μέσα στο επίπεδο των διαφραγμάτων.

Έτσι, για το τριώροφο κτίριο του παραδείγματος, ο συνολικός αριθμός των δυναμικών βαθμών ελευθερίας του θα είναι $3 \times 3 = 9$ (σχήμα 5.9).



Σχήμα 5.9 Το τριώροφο κτίριο με τους $(3 \times 3) = 9$ δυναμικούς βαθμούς ελευθερίας του και η συσχέτισή τους με τους μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας των πλαισίων Α και F.

Το μητρώο \mathbf{u} των δυναμικών βαθμών ελευθερίας θα είναι έτσι^{Π.6}:

$$\mathbf{u} = \langle u_{x1} \ u_{x2} \ u_{x3} \ u_{y1} \ u_{y2} \ u_{y3} \ u_{z1} \ u_{z2} \ u_{z3} \rangle^T \quad (5.60)$$

Το συνολικό μητρώο δυσκαμψίας (\mathbf{k}) του κτιρίου θα πρέπει να είναι ένα μητρώο διαστάσεων 9×9 . Για τον υπολογισμό του θα πρέπει πρώτα να συσχετισθούν οι 3 μεταφορικοί βαθμοί ελευθερίας κάθε πλαισίου (σχέση 5.51) με τους 9 δυναμικούς ολόκληρου του κτιρίου (σχέση 5.60).

Υποθέτουμε ότι οι μετακινήσεις του μητρώου \mathbf{u} είναι γνωστές. Εξαιτίας της διαφραγματικής λειτουργίας, η μετακίνηση u_1 του πλαισίου Α θα είναι:

$$u_1 = u_{x1} + (-e_y) \cdot u_{z1} = \langle 1 \ 0 \ -e_y \rangle \cdot \langle u_{x1} \ u_{y1} \ u_{z1} \rangle^T \quad (5.61)$$

Ενώ η αντίστοιχη του πλαισίου F θα είναι:

$$u_1 = u_{y1} + e_x \cdot u_{z1} = \langle 0 \ 1 \ e_x \rangle \cdot \langle u_{x1} \ u_{y1} \ u_{z1} \rangle^T \quad (5.62)$$

Στις προηγούμενες σχέσεις, e_x και e_y είναι οι κάθετες αποστάσεις των πλαισίων F και Α αντίστοιχα από το Κ.Β. του πρώτου ορόφου. Η απόσταση e_y θα πρέπει να εισαχθεί στη σχέση 5.61 με αρνητικό πρόσημο (εφόσον είναι κατά τα αρνητικά του άξονα y), οπότε το υπάρχον αρνητικό πρόσημο της σχέσης θα απαλειφθεί.

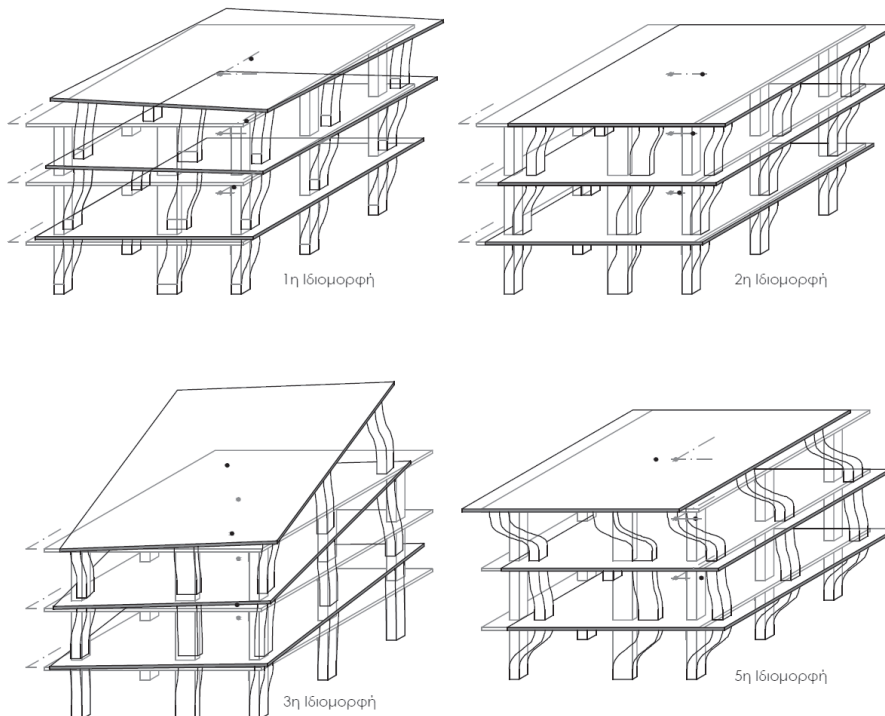
Γενικεύοντας τα παραπάνω, τα μητρώα μετασχηματισμού \mathbf{a} έχουν τις

αυτών, ενώ η 3^η ιδιομορφή έχει καθαρά στρεπτικό χαρακτήρα.

A/A	ω^2	ω (rad/sec)	T (sec)
1	244.806	15.65	0.402
2	386.149	19.65	0.320
3	459.954	21.45	0.293
4	2612.53	51.11	0.123
5	5839.77	76.42	0.082
6	6351.93	79.70	0.079
7	8086.35	89.92	0.070
8	28023.7	167.40	0.038
9	28222.1	167.99	0.037

Πίνακας 5.5 Ιδιοτιμές, ιδιοσυχνότητες και ιδιοπερίοδοι του κτιρίου.

$$\begin{matrix}
 \Phi_1 \\
 \Phi_2 \\
 \Phi_3 \\
 \Phi_4 \\
 \Phi_5 \\
 \Phi_6 \\
 \Phi_7 \\
 \Phi_8 \\
 \Phi_9
 \end{matrix}
 \begin{bmatrix}
 0 & 0 & 0 & 0.2499 & 0.5724 & 0.7807 & -0.0041 & -0.0109 & -0.0165 \\
 0.1936 & 0.5309 & 0.8250 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0.1054 & 0.2125 & 0.2582 & 0.1904 & 0.5055 & 0.7651 \\
 0 & 0 & 0 & -0.6716 & -0.4941 & 0.5519 & 0.0078 & 0.0078 & -0.0050 \\
 0.6074 & 0.6089 & -0.5102 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -0.2452 & -0.0089 & 0.0811 & -0.5930 & -0.5733 & 0.5030 \\
 0 & 0 & 0 & -0.7029 & 0.6654 & -0.2510 & 0.0101 & 0.0007 & -0.0028 \\
 0.7748 & -0.6011 & 0.1958 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0.0870 & -0.0795 & 0.0290 & 0.7612 & -0.6047 & 0.2006
 \end{bmatrix}
 \quad (5.134)$$



Σχήμα 5.11 Σχηματική απεικόνιση των ιδιομορφών 1,2,3 και 5 του φορέα.

όπου στη θέση του συντελεστή συμπεριφοράς q_d χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς q που θεωρήθηκε για τη διεύθυνση y του κτιρίου (§5.12).

Αντίστοιχα για τις ιδιομορφές 3 και 4 θα είναι:

$$d_{r,3} = q_d^y \cdot (u_{y2,3} - u_{y1,3}) = 5.85 \cdot (1.22 - 0.606) \cdot 10^{-5} = 3.59 \cdot 10^{-5} \text{ m} \quad (5.188)$$

$$d_{r,4} = q_d^y \cdot (u_{y2,4} - u_{y1,4}) = 5.85 \cdot (9.08 - 12.3) \cdot 10^{-5} = -1.88 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad (5.189)$$

Οι ιδιομορφικές τέμνουσες του δευτέρου ορόφου θα υπολογισθούν με τη βοήθεια του πίνακα 5.9. Για την πρώτη ιδιομορφή είναι:

$$\sum F_{2y,1} = 99.11 + 69.39 = 168.50 \text{ kN} \quad (5.190)$$

Αντίστοιχα, για τις ιδιομορφές 3 και 4 θα είναι:

$$\sum F_{2y,3} = 0.73 + 0.57 = 1.30 \text{ kN} \quad (5.191)$$

$$\sum F_{2y,4} = -28.17 + 24.08 = -4.09 \text{ kN} \quad (5.192)$$

Το συνολικό φορτίο βαρύτητας P_{tot} του δευτέρου και τρίτου ορόφου υπολογίζεται από το συνδυασμό δράσεων της σχέσεως 5.184 λαμβάνοντας ως φορτία τα μόνιμα και μεταβλητά φορτία της παραγράφου 5.1:

$$\sum_{j \geq 1} g_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot a_{k,i} = \sum_{j \geq 1} g_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0.30 \cdot a_{k,i} \quad (5.193)$$

Προκύπτει $P_{tot} = 2038.52 \text{ kN}$.

Για κάθε ιδιομορφή εφαρμόζεται η σχέση 5.185 και προκύπτουν^{π.17}:

$$\theta_{y,1}^{op,2} = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,1}}{\sum F_{2y,1} \cdot h} = \frac{2038.52 \cdot 9.18 \cdot 10^{-3}}{168.50 \cdot 3} = 0.037 \quad (5.194)$$

$$\theta_{y,3}^{op,2} = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,3}}{\sum F_{2y,3} \cdot h} = \frac{2038.52 \cdot 3.59 \cdot 10^{-5}}{1.30 \cdot 3} = 0.019 \quad (5.195)$$

$$\theta_{y,4}^{op,2} = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,4}}{\sum F_{2y,4} \cdot h} = \frac{2038.52 \cdot 1.88 \cdot 10^{-4}}{4.09 \cdot 3} = 0.031 \quad (5.196)$$

Η τελική τιμή του συντελεστή θ του δευτέρου ορόφου, για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση y θα είναι (εφαρμόζεται ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας επειδή οι ιδιομορφές 1,3 και 4 προέκυψαν μεταξύ τους ανεξάρτητες, πίνακας 5.11):

$$\theta_y^{op,2} = \sqrt{(\theta_{y,1}^{op,2})^2 + (\theta_{y,3}^{op,2})^2 + (\theta_{y,4}^{op,2})^2} = 0.052 < 0.1 \quad (5.197)$$

όπου θεωρήθηκε απευθείας η θετική τιμή της σχετικής μετακίνησης.

Η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων εφαρμόσθηκε απευθείας στο

ποσοστό συμμετοχής ϵ_i (80.23%).

Οι συνιστώσες του αντίστοιχου ιδιοδιανύσματος (βλ. μητρώο σχέσεως 5.134) επαναλαμβάνονται εδώ για λόγους διευκόλυνσης του αναγνώστη:

$$\Phi_2 = \mathbf{s}_2 = \langle 0.1936 \quad 0.5309 \quad 0.8250 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \rangle^T \quad (5.283)$$

Οι απαιτούμενοι υπολογισμοί για την εφαρμογή της σχέσεως 5.282 φαίνονται συγκεντρωμένοι στον πίνακα 5.19.

Στάθμη	m_i (t)	ϕ_i	$m_i \cdot s_i$	$\frac{m_i \cdot s_i}{\sum m_i \cdot s_i}$
1	101.50	0.1936	19.65	0.1219
2	101.50	0.5309	53.89	0.3342
3	106.30	0.8250	87.69	0.5439
		$\sum m_j \cdot s_j$	161.23	

Πίνακας 5.19 Μάζες ορόφων, συνιστώσες της θεμελιώδους ιδιομορφής (2^{ns}) για σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση x και οι απαιτούμενοι υπολογισμοί για τον καθορισμό της καθ' ύψος κατανομής των σεισμικών δυνάμεων.

Οι διαφορές στους συντελεστές των τελευταίων στηλών των πινάκων 5.19 και 5.2 (ουσιαστικά η διαφορά στην καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας βάσης) είναι γενικά μικρές.

Η σεισμική δύναμη της στάθμης 3 θα είναι για παράδειγμα:

$$F_3 = F_b \cdot \frac{s_3 \cdot m_3}{\sum s_j \cdot m_j} = 278.93 \cdot 0.5439 = 151.71 \text{ kN} \quad (5.284)$$

Για σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση x , η μάζα του κάθε ορόφου θα πρέπει να μετατοπισθεί κατά την εγκάρσια διεύθυνση (y) κατά την αντίστοιχη εκκεντρότητα:

$$e_{ay} = \pm 0.05 \cdot L_y = \pm 0.05 \cdot 8.0 = \pm 0.40 \text{ m} \quad (5.285)$$

Θα θεωρηθεί μόνο η μετατόπιση κατά τα αρνητικά του άξονα y (δηλαδή η θέση μάζας 2). Έτσι η στρεπτική ροπή της στάθμης 3 θα είναι:

$$M_{a3} = e_{ay} \cdot F_3 = 0.40 \cdot 151.71 = 60.68 \text{ kNm} \quad (5.286)$$

Το πρόσημο της είναι θετικό καθότι η φορά της ροπής είναι αριστερόστροφη (η φορά των σεισμικών δυνάμεων θεωρήθηκε κατά τα θετικά του άξονα x σχήμα 5.19).

Οι ροπές (καθώς και οι σεισμικές δυνάμεις) όλων των διαφραγμάτων του κτιρίου όπως υπολογίσθηκαν από την προηγούμενη διαδικασία δίνονται στον πίνακα 5.20 και στο σχήμα 5.20.

$F_{V,BS}$ για κάθε διεύθυνση x, y του κτιρίου θα είναι:

$$F_{V,BS}^x = \sum S = \frac{0.4}{0.5 \cdot 1.2} \cdot (1560389.28 - 490477.05 + 497859.57) = 1045181.2 \text{ kN} \quad (5.378)$$

$$F_{V,BS}^y = \sum S = \frac{0.4}{0.5 \cdot 1.2} \cdot (309282.68 - 130745.35 + 366694.27) = 363487.73 \text{ kN} \quad (5.379)$$

Αντικαθιστώντας στο δεξι μέλος της εξίσωσης 5.364, τα συνολικά φορτία καμπητικού και διατμητικού λυγισμού της κατασκευής θα είναι:

$$F_{V,B}^x = \frac{F_{V,BB}^x}{1 + \frac{F_{V,BB}^x}{F_{V,BS}^x}} = \frac{112283.72}{1 + \frac{112283.72}{1045181.2}} = 101391.26 \text{ kN} \quad (5.380)$$

$$F_{V,B}^y = \frac{F_{V,BB}^y}{1 + \frac{F_{V,BB}^y}{F_{V,BS}^y}} = \frac{28106.55}{1 + \frac{28106.55}{363487.73}} = 26089.21 \text{ kN} \quad (5.381)$$

Το συνολικό κατακόρυφο φορτίο της κατασκευής $F_{V,Ed}$ (συνολικό μόνιμο και μεταβλητό φορτίο g_i+q_i) είναι ίσο με 3705.15 kN. Έτσι από την εφαρμογή της σχέσης 5.364 θα είναι:

$$F_{V,Ed} = 3473.34 < 0.1 \cdot F_{V,B}^x = 10139.13 \text{ kN} \quad (5.382)$$

$$F_{V,Ed} = 3473.34 > 0.1 \cdot F_{V,B}^y = 2608.92 \text{ kN} \quad (5.383)$$

Επομένως, για τη διεύθυνση y οι επιρροές των φαινομένων 2ης τάξης στη διστασιολόγηση έναντι των συνδυασμών κατακορύφων δράσεων δεν μπορούν να αμεληθούν.

EC2-1-1
H.1.3(1)

Το παραπάνω συμπέρασμα θα ήταν αμετάβλητο ακόμη και αν είχε γίνει η υπόθεση αμελητέων διατμητικών παραμορφώσεων οπότε θα έπρεπε να ισχύει η ακόλουθη σχέση:

$$F_{V,Ed} \leq 0.1 \cdot F_{V,BB} \quad (5.384)$$

EC2-1-1
Σχέση H.3

Το φορτίο $F_{V,BB}$ υπό την παραδοχή πάκτωσης στη βάση ($k=0$), ισοδυναμεί με το φορτίο που υπολογίζεται από τη σχέση που περιλαμβάνεται στο κυρίως κείμενο του EC2-1-1:

EC2-1-1
5.8.8.3(1)

$$F_{V,Ed} \leq 0.1 \cdot \left(7.8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1.6} \right) \frac{\sum 0.4 \cdot E_{cd} I_c}{L^2} = 0.31 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1.6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.385) \quad \text{Σχέση 5.18}$$

Αυτή η σχέση χρησιμοποιείται και από το 3DR.STRAD για τον έλεγχο των συνολικών φαινομένων 2ης τάξης στα κτίρια.

Το παράρτημα H του EC2-1-1 περιγράφει μέθοδο για το συνυπολογισμό των επιρροών δευτέρας τάξεως στον συνολικό φορέα. Η μέθοδος περιγράφεται εν συντομία στη συνέχεια.

EC2-1-1 H.2

Υποθέτουμε ότι η κατασκευή καταπονείται σε οριζόντια φορτία $F_{H,0Ed}$ (τα

Για την κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος (Ο/Σ) του κεφαλαίου 5 (σχήμα 5.1) ζητείται να υπολογισθεί η σεισμική της απόκριση με τη Μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης του EC8-1.

Τα δεδομένα για αυτόν τον υπολογισμό λαμβάνονται ίδια με αυτά του κεφαλαίου 5.

Απάντηση

Οι παράγραφοι 5.1 έως 5.7 (καθορισμός φορτίων, μαζών, ελάχιστες ποιότητες υλικών, μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος και ο υπολογισμός του μητρώου δυσκαμψίας k του κτιρίου) ισχύουν αναλλοίωτες και για τους υπολογισμούς που θα ακολουθήσουν στη συνέχεια αυτού του κεφαλαίου.

6.1 Η κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη

4.2.3.2

Ο έλεγχος της κανονικότητας σε κάτοψη, όπως εφαρμόστηκε στην παράγραφο 5.9, ισχύει εξ' ολοκλήρου και εδώ. Είναι προφανώς ανεξάρτητος της μεθόδου επίλυσης που εφαρμόζεται κάθε φορά.

Αυτό που πρέπει να σημειωθεί για τη συνέχεια (βλέπε §6.7 και παρατήρηση Π.13 σχετικά με την επιλογή των διευθύνσεων της σεισμικής δράσης) είναι ο προσανατολισμός των κυρίων διευθύνσεων X και Y του κτιρίου. Στη παράγραφο 5.9 βρέθηκε ότι οι διευθύνσεις αυτές ταυτίζονται με τις διευθύνσεις των αξόνων x, y (σχήμα 5.26).

6.2 Η καθ' ύψος κανονικότητα του κτιρίου

4.2.3.3

Τα κριτήρια της καθ' ύψος κανονικότητας του EC8-1, είναι ως επί το πλείστον^{Π.1} ποιοτικά και όχι ποσοτικά (βλ. σχετική συζήτηση στην παρατήρηση Π.4 του 3^{ου} κεφαλαίου του παρόντος). 4.2.3.3(3)
4.2.3.3(4)

Στην παράγραφο 5.10, η κατάταξη του κτιρίου ως κανονικό καθ' ύψος βασίσθηκε στην «ποιοτική κρίση» (π.χ. λόγω της σταθερής διατομής και του σταθερού ύψους των κατακόρυφων στοιχείων σε όλους τους ορόφους, θεωρήθηκε και ομαλή μεταβολή των δυσκαμψιών καθ' ύψος). 4.2.3.3(3)

Στο παράδειγμα αυτό και σε συμφωνία με όσα έχουν ήδη αναπτυχθεί στην παρατήρηση Π.4 του 3^{ου} κεφαλαίου, θα επιχειρηθεί μία ποσοτικοποίηση των κριτηρίων αυτών.

Καταρχήν, όλα τα κατακόρυφα στοιχεία αναπτύσσονται χωρίς καμία διακοπή καθ' ύψος από τη βάση ως την κορυφή του κτιρίου. Αν κάτι τέτοιο δεν ίσχυε, τότε αυτόματα το κτίριο θα χαρακτηριζόταν ως μη κανονικό καθ' ύψος. 4.2.3.3(2)

Στη συνέχεια θα πρέπει να ελεγχθεί κατά πόσον η μάζα και η πλευρική 4.2.3.3(3)

δυσκαμψία των επιμέρους ορόφων παραμένουν σταθερές ή μειώνονται βαθμιαία (χωρίς απότομες μεταβολές) από τη βάση ως την κορυφή του κτιρίου.

Οι μάζες των ορόφων 1 και 2 είναι ίδιες ενώ αυτή της στάθμης 3 είναι ελάχιστα μεγαλύτερη (~4.7%). Έτσι αναφορικά με τις μάζες των ορόφων, η καθ' ύψος κανονικότητα μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει.

Η σύγκριση των πλευρικών ή μεταφορικών δυσκαμψιών των ορόφων, απαιτεί καταρχήν τον ποσοτικό καθορισμό της έννοιας της «μεταφορικής δυσκαμψίας του ορόφου». Προς τούτο, μπορούν γενικά να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες δύο μέθοδοι:

- η πρώτη έχει ως βάση τις σχετικές δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου:

$$\sum \frac{E_i I_{i, n, 2}}{h_i^n} \quad (6.1)$$

όπου

I_i η ροπή αδράνειας του κατακόρυφου στοιχείου i κατά τη διεύθυνση στην οποία υπολογίζεται η σχετική δυσκαμψία του ορόφου.

h_i το ύψος του κατακόρυφου στοιχείου i .

n εκθέτης, η τιμή του οποίου εξαρτάται (εν γένει) από τη σχετική δυσκαμψία κατακόρυφων-οριζόντιων στοιχείων και την κρίση του μελετητή. Στους περισσότερους κανονισμούς – οδηγίες αντισεισμικού σχεδιασμού η τιμή του εκθέτη λαμβάνεται ίση με 1.0. Αν ο μελετητής κρίνει ότι η λειτουργία των κατακόρυφων στοιχείων πλησιάζει π.χ. αυτή των αμφιπλάκτων στοιχείων τότε θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η τιμή 3.0 (για αμφιπλάκτο υποστύλωμα και μοναδιαία μετακίνηση της κεφαλής του η τέμνουσα – δυσκαμψία του είναι ίση με $12EI/h^3$, βλέπε και σχήμα 5.8).

- η δεύτερη έχει ως βάση τον ορισμό της μεταφορικής δυσκαμψίας (=απαιτούμενη δύναμη για μοναδιαία μετακίνηση):

$$K_i = \frac{F_i}{d_{ri}} \quad (6.2)$$

όπου

K_i η μεταφορική δυσκαμψία του ορόφου i .

F_i η συνολική τέμνουσα δύναμη του ορόφου i , όπως υπολογίζεται με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης του κτιρίου για οριζόντια σεισμικά φορτία, διεύθυνσης ίδιας με αυτήν ως προς την οποία υπολογίζεται η ζητούμενη μεταφορική δυσκαμψία του ορόφου. Η ανάλυση αυτή συνήθως αρκεί να είναι στατική ακόμη και αν το κτίριο τελικά χαρακτηριστεί ως μη κανονικό καθ' ύψος οπότε και απαιτείται η εφαρμογή της ιδιομορφικής φασματικής μεθόδου.

d_{ri} η σχετική μετακίνηση του ορόφου i η οποία υπολογίζεται ως η διαφορά των «μέσων»

4.2.3.1(3)Α
Πίνακας 4.1

Στατικές στρεπτικές ροπές περί τον κατακόρυφο άξονα

4.3.3.3.3

Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου γίνεται όπως περιγράφεται στην παράγραφο 5.31.

Θεωρείται καταρχήν η σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση x , οπότε η μάζα του κάθε ορόφου θα πρέπει να μετατοπισθεί κατά την εγκάρσια διεύθυνση (y) κατά την αντίστοιχη εκκεντρότητα e_{ay} . Η μετατόπιση θα γίνει κατά τα αρνητικά του άξονα y (θέση μάζας η 2 σύμφωνα με το σχήμα 5.17).

Τονίζεται ότι η «μετατόπιση» των μαζών των ορόφων γίνεται πάντα κατά την ίδια διεύθυνση και φορά σε όλους τους ορόφους του κτιρίου.

4.3.2(1)A

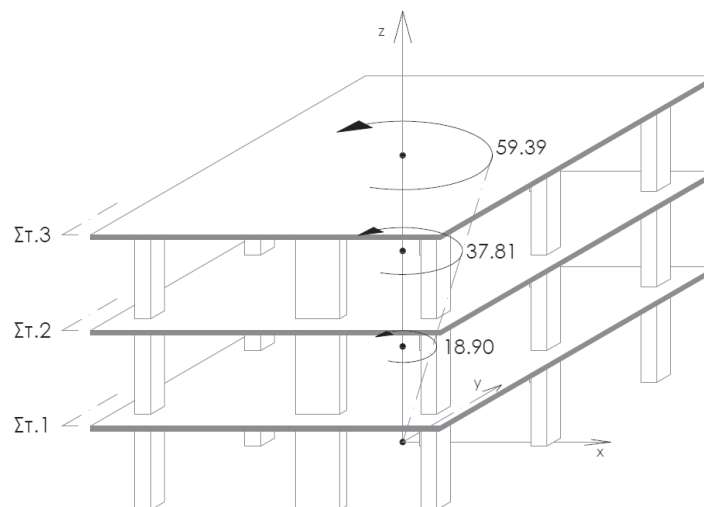
Οι στρεπτικές ροπές υπολογίζονται με εφαρμογή της σχέσης 5.281, όπου F_i είναι τα οριζόντια σεισμικά φορτία των ορόφων όπως υπολογίσθηκαν στην παράγραφο 6.8 (μητρώα \mathbf{p}_x και \mathbf{p}_y).

4.3.3.3(1)
Σχέση 4.17

Έτσι η στρεπτική ροπή της στάθμης 3 θα είναι (βλ. και σχήμα 5.19):

$$M_{\alpha 3} = e_{ay} \cdot F_3 = 0.40 \cdot 148.48 = 59.39 \text{ kNm} \quad (6.92)$$

Οι ροπές όλων των διαφραγμάτων του κτιρίου, όπως υπολογίσθηκαν σύμφωνα με την προηγούμενη διαδικασία παρουσιάζονται στο σχήμα 6.4.



Σχήμα 6.4 Ροπές $M_{\alpha i}$ από τυχηματική εκκεντρότητα σε όλες τις στάθμες του κτιρίου για μετατόπιση της μάζας στη θέση 2 και σεισμική διέγερση κατά τα θετικά του άξονα x .

Η διαφορά σε σχέση με τον τρόπο εφαρμογής που παρουσιάσθηκε στο κεφάλαιο 5 συνίσταται απλώς στο ότι η καθ' ύψος κατανομή των δυνάμεων – ροπών έγινε με εφαρμογή της σχέσης 5.81 και όχι της 5.282^{π.14}.

Το μητρώο φόρτισης \mathbf{p} του φορέα για τις στρεπτικές ροπές $M_{\alpha i}$ θα είναι:

$$\mathbf{p} = \langle 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 18.90 \ 37.81 \ 59.39 \rangle^T \quad (6.93)$$

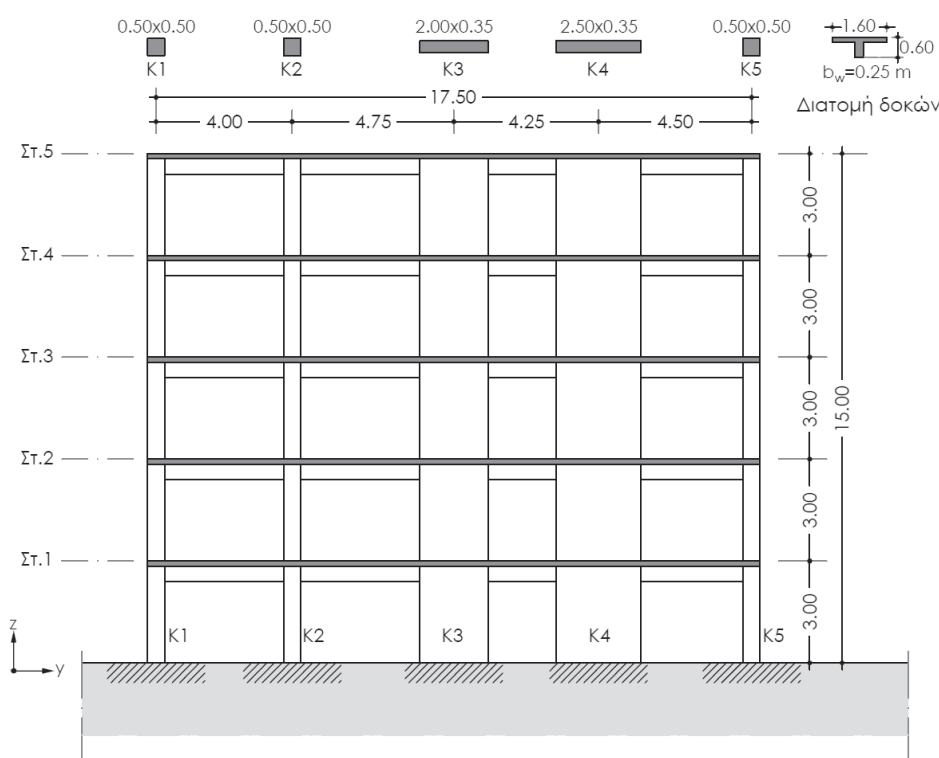
Σύστημα πλάστιμων συζευγμένων τοιχωμάτων

7.

Δίνεται το επίπεδο δομικό σύστημα του σχήματος 7.1 για το οποίο θεωρούμε ότι ισχύουν τα ακόλουθα:

- Είναι κανονικό τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος.
- Όλα τα δομικά στοιχεία του θεωρούνται πρωτεύοντα.

Για το σύστημα αυτό ζητείται ο υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς (α) για μέση και υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας (DCM και DCH) υπό την πρόσθετη παραδοχή ότι δεν είναι στρεπτικά εύκαμπτο.



Πάχος πλακών $h_f=15\text{ cm}$
Συνολικό μόνιμο φορτίο δοκών $g=25.0\text{ kN/m}$
Συνολικό μεταβλητό φορτίο δοκών $q=10.0\text{ kN/m}$
Σκυρόδεμα C25/30
Χάλυβας B500 κατηγορίας C

Σχήμα 7.1 Το επίπεδο δομικό σύστημα που εξετάζεται στο κεφάλαιο 7.

Απάντηση

7.1 Υπολογισμός των μαζών των ορόφων

3.2.4

Οι μάζες των ορόφων υπολογίζονται από τον ακόλουθο συνδυασμό

3.2.4(2)A

Εφόσον τα τοιχώματα παραλαμβάνουν περισσότερο από το 65% της τέμνουσας βάσης, το δομικό σύστημα του κτιρίου θα χαρακτηριστεί ως σύστημα τοιχωμάτων. Επειδή κανένα από τα τοιχώματα δεν έχει χαρακτηριστεί ως μεγάλο ελαφρά οπλισμένο^{π.4}, όλα θα σχεδιασθούν ως πλάστιμα, επομένως απαιτείται έλεγχος της ενδεχόμενης σύζευξής τους.

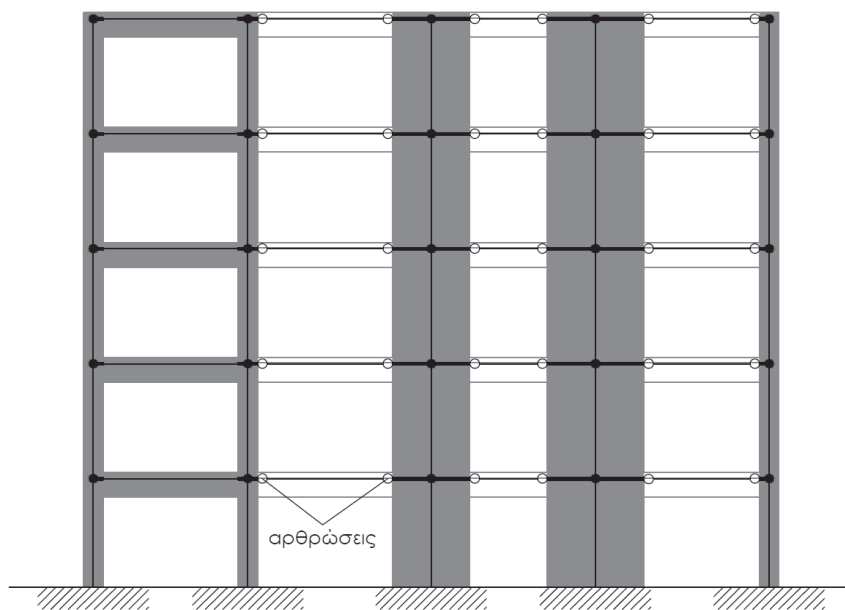
5.1.2(1)
5.2.2.1

Σύμφωνα με τον EC8-1, δύο ή περισσότερα πλάστιμα τοιχώματα που συνδέονται μεταξύ τους μέσω δοκών, θα ονομάζονται συζευγμένα, μόνο όταν το άθροισμα των σεισμικών ροπών στη βάση τους μειώνεται κατά τουλάχιστον 25% σε σχέση με το αντίστοιχο όταν δεν υπάρχει σύζευξη^{π.5}.

5.1.2(1)

Για τον έλεγχο της σύζευξης των τοιχωμάτων K3 και K4 απαιτούνται δύο αναλύσεις:

- μία στην οποία η σύνδεση των υποψήφιων τοιχωμάτων με τις άμεσα γειτονικές τους δοκούς είναι πλήρως στερεή. Αυτό αποτελεί το συζευγμένο σύστημα.
- μία στην οποία οι άμεσα γειτονικές δοκοί των υποψήφιων τοιχωμάτων λαμβάνονται ως αμφιαρθρωτές. Αυτό αποτελεί το αποσυζευγμένο σύστημα (σχήμα 7.4).



Σχήμα 7.4 Προσομοίωμα του επίπεδου πλαισίου με εξασφαλισμένη την «αποσύζευξη» των δύο τοιχωμάτων.

Και οι δύο αναλύσεις θα πρέπει να γίνουν για την ίδια (τυχαία) τέμνουσα βάσης. Εδώ θα χρησιμοποιηθούν οι σεισμικές δυνάμεις του πίνακα 7.1.

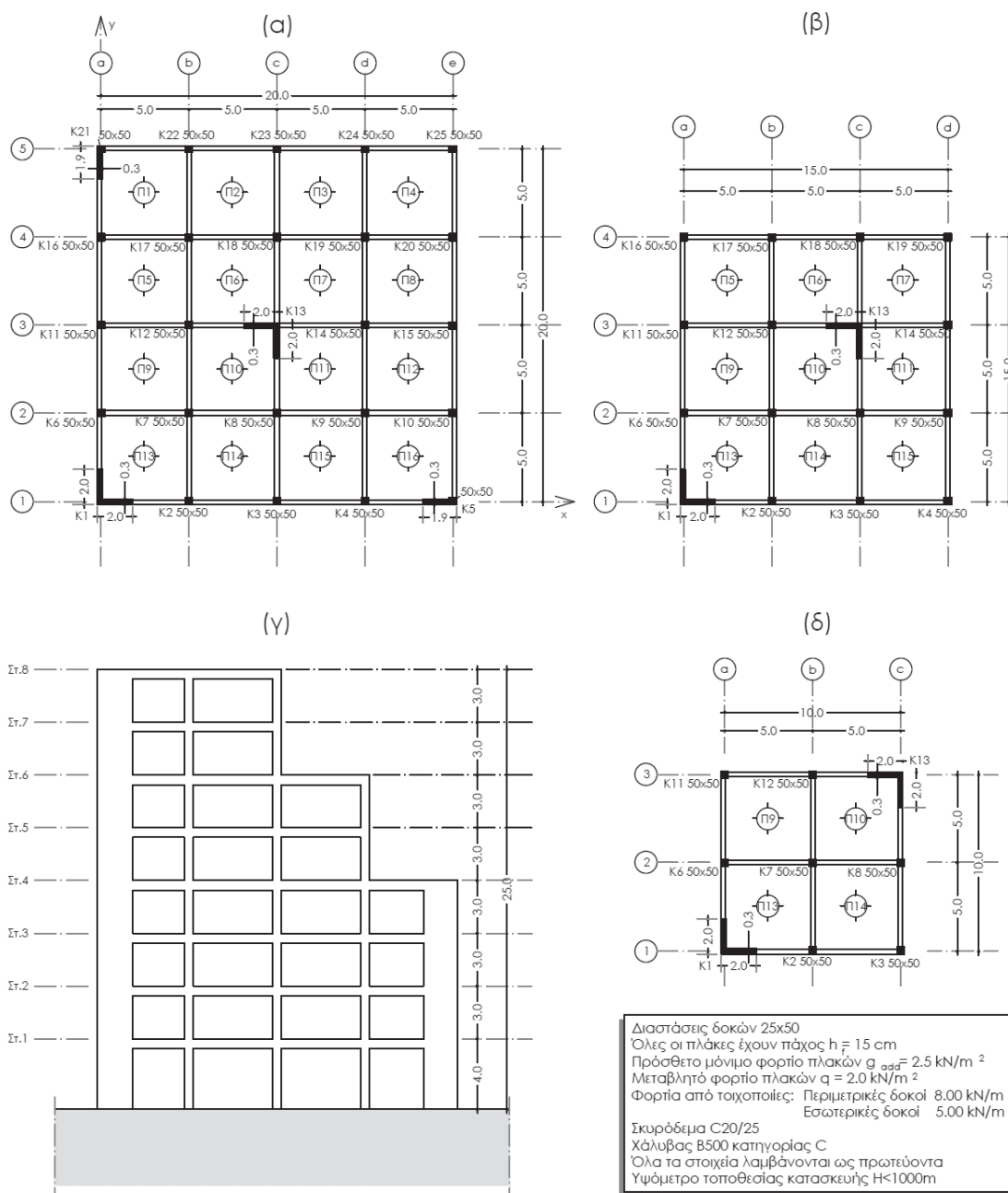
Στο σχήμα 7.5 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών των τοιχωμάτων για τις δύο περιπτώσεις ανάλυσης καθώς και οι αντίστοιχες τιμές στις βάσεις τους.

Για συζευγμένη λειτουργία, η συνολική ροπή των δύο τοιχωμάτων είναι (σχήμα 7.5):

Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων μη κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος

8.

Για το κτίριο κατοικιών από Ο/Σ που φαίνεται στο σχήμα 8.1, ζητείται να ελεγχθούν τα κριτήρια της καθ' ύψος και σε κάτοψη κανονικότητάς του, καθώς και ο υπολογισμός των συντελεστών συμπεριφοράς του για κατηγορία μέσης πλασσιμότητας(DCM).



Σχήμα 8.1 Η κτηριακή κατασκευή του κεφαλαίου 8 (α) κάτοψη στάθμεων 1-4 (β) κάτοψη στάθμεων 5 & 6 (γ) όψη κτιρίου (άξονας 1) & (δ) κάτοψη στάθμεων 7 & 8.

ακόλουθες συνθήκες:

$$\begin{aligned} e_{ox} &\leq 0.30 \cdot r_x = 0.30 \cdot 8.85 = 2.65 \text{ m} \\ e_{oy} &\leq 0.30 \cdot r_y = 0.30 \cdot 8.85 = 2.65 \text{ m} \end{aligned} \quad (8.44) \quad \text{Σχέση 4.1a}$$

Είναι φανερό από τον πίνακα 8.4 ότι οι προηγούμενες απαιτήσεις δεν ικανοποιούνται στις πρώτες 3 στάθμες του κτιρίου.

Αντίστοιχα, ως προς τις κύριες διευθύνσεις Χ,Υ θα έπρεπε:

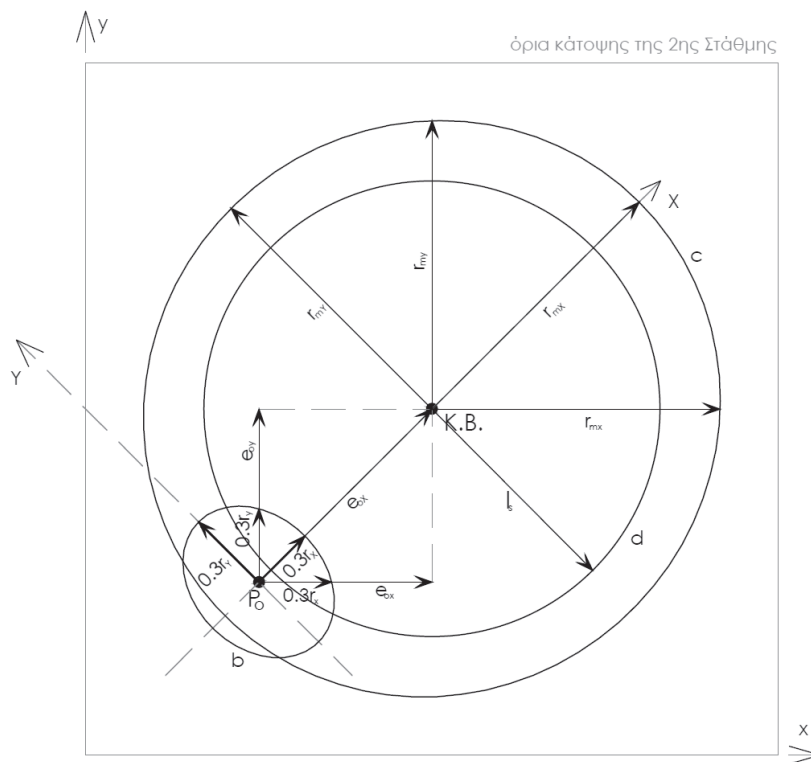
$$\begin{aligned} e_{ox} &\leq 0.30 \cdot r_x = 0.30 \cdot 7.99 = 2.40 \text{ m} \\ e_{oy} &\leq 0.30 \cdot r_y = 0.30 \cdot 9.65 = 2.89 \text{ m} \end{aligned} \quad (8.45) \quad \text{Σχέση 4.1a}$$

Στην περίπτωση αυτή η δεύτερη ανισότητα ικανοποιείται σε όλες τις στάθμες ενώ η πρώτη μόνο στις τέσσερις τελευταίες.

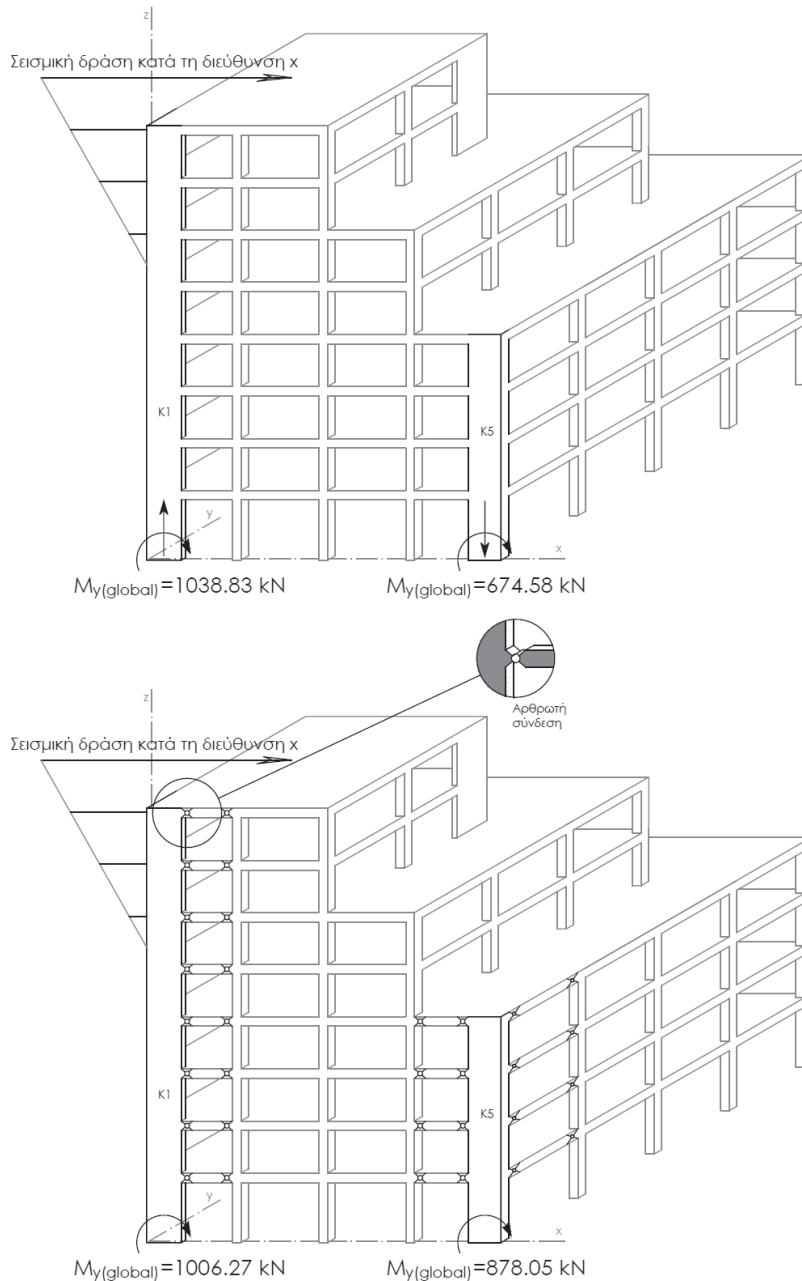
Σε κάθε περίπτωση το κτίριο κατατάσσεται ως μη κανονικό σε κάτοψη. 4.2.3.2(1)A

Στο σημείο αυτό, ο έλεγχος της ικανοποίησης της σχέσης 8.15 στα πλαίσια του ελέγχου κανονικότητας σε κάτοψη περιπεύει (ελέγχεται όμως υποχρεωτικά παρακάτω κατά τον έλεγχο στρεπτικής ευκαμψίας του κτιρίου, §8.9). Σχέση 4.1b

Στο σχήμα 8.8 παρουσιάζεται ο οπτικός έλεγχος αυτού του κριτηρίου κανονικότητας (συμπεριλαμβανομένης και της σχέσης 8.15) για την 2^η στάθμη του κτιρίου. Για την ανάλυση του σχήματος, ο αναγνώστης παραπέμπεται στην παρατήρηση 8 του κεφαλαίου 5 του παρόντος.



Σχήμα 8.8 Οπτικός έλεγχος του κριτηρίου κανονικότητας της παραγράφου 4.2.3.2(6) του EC8-1.



Σχήμα 8.9 Αποτελέσματα αναλύσεων για τον έλεγχο σύζευξης των τοιχωμάτων K1 και K5

Όταν η σύνδεση των δοκών με τα υποψήφια τοιχώματα είναι πλήρως στερεά, η συνολική ροπή των δύο τοιχωμάτων είναι:

$$M_{\text{rigid}}^{\text{K1-K5}} = 1038.83 + 674.58 = 1713.41 \text{ kNm} \quad \text{π.8} \quad (8.48)$$

Όταν η σύνδεση των δοκών με τα υποψήφια τοιχώματα είναι αρθρωτή, η συνολική ροπή των δύο τοιχωμάτων είναι:

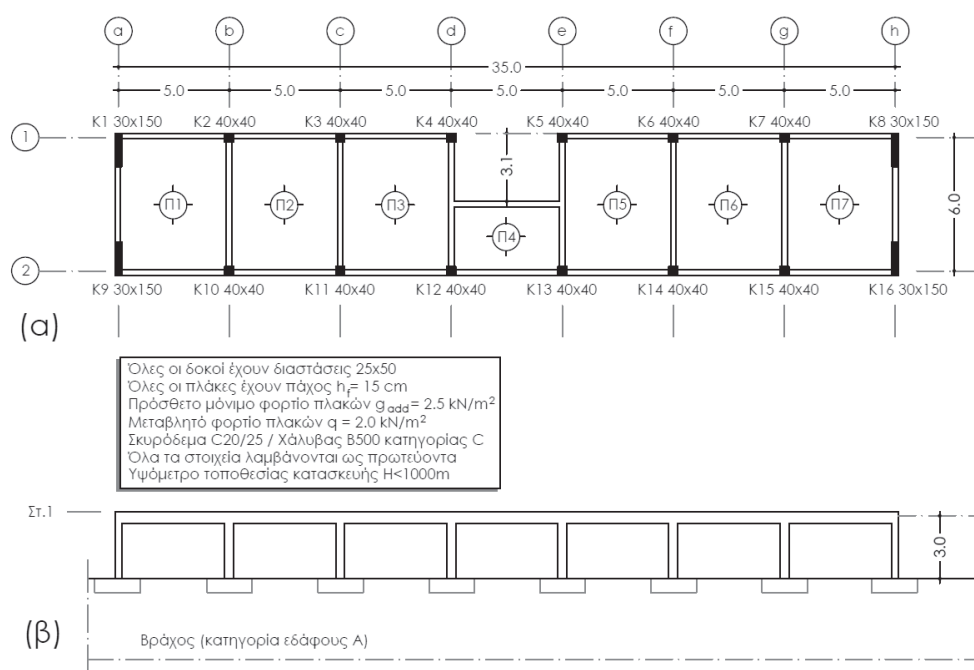
$$M_{\text{free}}^{\text{K1-K5}} = 1006.27 + 878.05 = 1884.32 \text{ kNm} \quad (8.49)$$

Η ζητούμενη μείωση της συνολικής ροπής των δύο τοιχωμάτων στη

5.1.2(1)

Για τη μονώροφη κτιριακή κατασκευή Ο/Σ που φαίνεται στο σχήμα 9.1 ζητείται να ελεγχθεί η κανονικότητά της σε κάτοψη καθώς και η υπόθεση περί διαφραγματικής λειτουργίας, έχοντας ως δεδομένα τα εξής:

- Το κτίριο θα χρησιμοποιηθεί ως απλή κατοικία.
- Το έδαφος θεμελίωσης είναι βράχος ($v_{s,30} > 800$ m/s).
- Η κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής θα είναι Μέση (DCM).
- Φορτία και διαστάσεις των δομικών στοιχείων όπως φαίνονται στο σχήμα 9.1.



Σχήμα 9.1 Η κτιριακή κατασκευή που αναλύεται στο κεφάλαιο 9 (α) η κάτοψη του τυπικού ορόφου (β) όψη του κτιρίου (άξονας 2) και ο χαρακτηρισμός του εδάφους έδρασης.

Απάντηση

9.1 Ελάχιστες απαιτήσεις ποιότητας υλικών

5.4.1.1

Η ποιότητα του χρησιμοποιούμενου σκυροδέματος (C20/25) είναι μεγαλύτερη από την ελάχιστη απαιτούμενη για κατασκευή κατηγορίας μέσης πλαστιμότητας (C16/20).

5.4.1.1(1)A

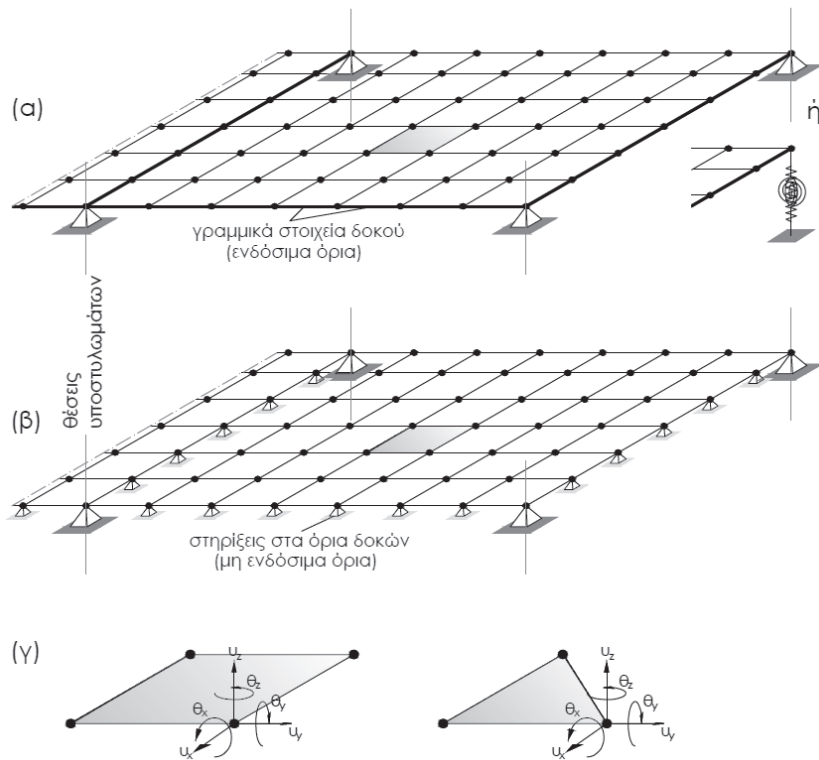
Ο χρησιμοποιούμενος χάλυβας είναι νευροχάλυβας κατηγορίας C και θα χρησιμοποιηθεί σε όλους τους τύπους οπλισμού, εντός και εκτός κρίσιμων περιοχών, σε όλα ανεξαιρέτως τα δομικά στοιχεία της κατασκευής.

5.4.1.1(2)A

5.4.1.1(3)A

αντιμετωπίζονται περιπτώσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να αντιμετωπισθούν με τις συμβατικές μεθόδους ανάλυσης πλάκων (Czerny, Marcus κ.λ.π.) όπως οι περιπτώσεις οπών, πλάκες κεκλιμένες, πτυχωτές, με περίεργα όρια, μη ορθογωνικές κ.α. Οι βασικές παραδοχές πίσω από έναν τέτοιον υπολογισμό είναι οι εξής (σχήμα 9.12):

- οι θέσεις των κατακόρυφων στοιχείων θεωρούνται ως στηρίξεις αρθρωτές. Εναλλακτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν ελατήρια για την προσομοίωση της ενδοσιμότητας του αντίστοιχου κατακόρυφου στοιχείου. Για παράδειγμα, η δυστένεια του κατακόρυφου μεταφορικού ελατηρίου k_z θα είναι ίση με EF/h όπου E το μέτρο ελαστικότητας του υλικού του κατακόρυφου στοιχείου, F το εμβαδόν της διατομής του και h το μήκος του ως το θεωρούμενο σημείο πάκτωσης (συνήθως το ύψος του ορόφου ή το ύψος από τη στάθμη πάκτωσης π.χ. θεμελίωση ως την εξεταζόμενη στάθμη). Στο 3DR.STRAD πάντως, είναι διαθέσιμη μόνον η πρώτη δυνατότητα.



Σχήμα 9.12 Παραδοχές για την ανεξάρτητη προσομοίωση-επίλυση πλάκων (α) θεώρηση των δοκών με την πραγματική τους δυσκαμψία (ενδόσιμα όρια) (β) θεώρηση μη ενδόσιμων ορίων κατά μήκος των δοκών (γ) τετράκομβο και τρίκομβο επιφανειακό στοιχείο κελύφους με τους βαθμούς ελευθερίας του.

- οι δοκοί μπορούν να θεωρηθούν είτε με την πραγματική τους δυσκαμψία (σχήμα 9.12(α)) είτε ως μη-ενδόσιμες (σχήμα 9.12(β)). Στην πρώτη περίπτωση, εισάγονται γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία κατά μήκος των αξόνων των δοκών, τόσα σε αριθμό όσα και τα αντίστοιχα γειτονικά επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία που προέκυψαν από τη διακριτοποίηση της πλάκας. Για τη διατομή των στοιχείων αυτών ισχύουν και εδώ όλες οι δυνατότητες που περιγράφονται στο σχήμα 9.10, περιπτώσεις (β) έως (ε). Στο 3DR.STRAD (υποπρόγραμμα VK.PLATE) χρησιμοποιούνται ορθογωνικές διατομές πλάτους όσο το

Η περίπτωση του μονώροφου κτιρίου & η μελέτη της επιρροής του εδάφους

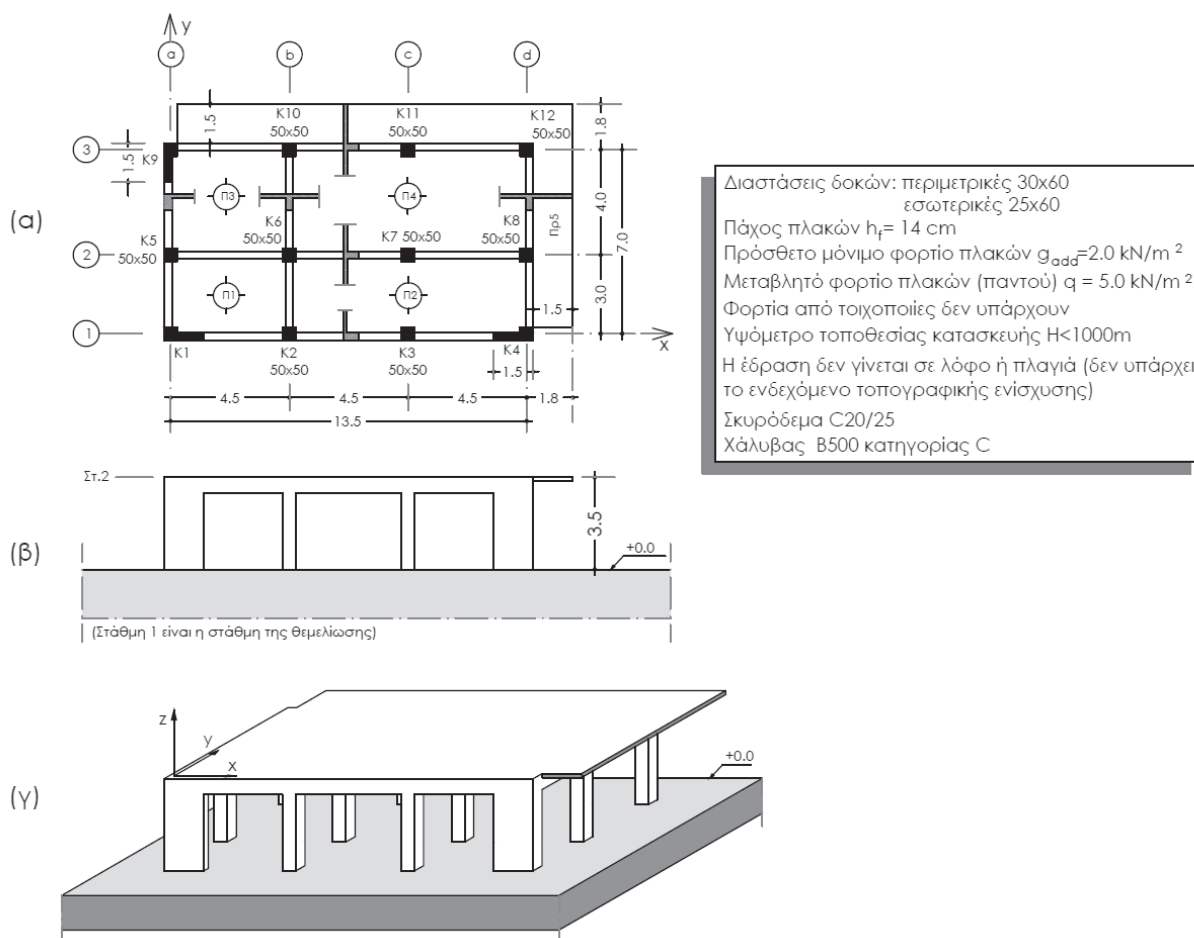
10.

Δίνεται η μονώροφη κτιριακή κατασκευή του σχήματος 10.1 για την οποία θεωρούμε ότι ισχύουν τα ακόλουθα:

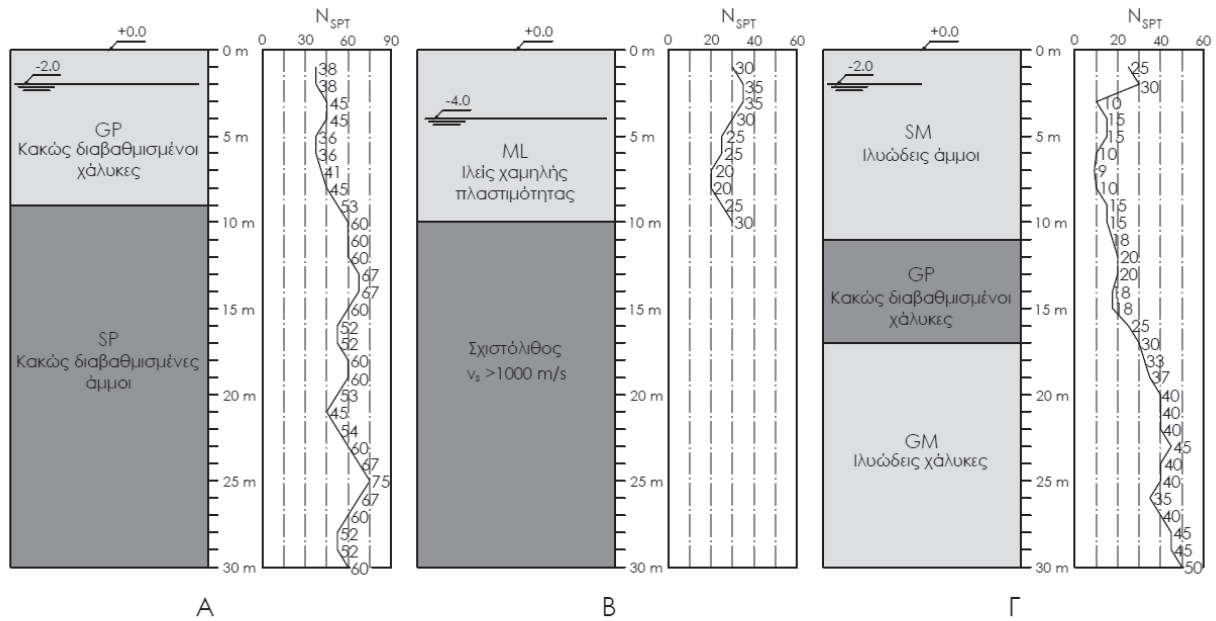
- Η κατηγορία πλαστιμότητάς της θα είναι η μέση (DCM).
- Η κατηγορία σπουδαιότητάς της θα είναι η III ($\gamma_I=1.2$).
- Θα θεμελιωθεί σε τρία διαφορετικού τύπου εδάφη τα οποία χαρακτηρίζονται από τα εδαφικά προφίλ του σχήματος 10.2 (μέχρι βάθους 30m από την επιφάνεια). Οι τρεις αυτές θέσεις θεωρούμε ότι βρίσκονται στη Σεισμική Ζώνη Ζ1.
- Όλα τα δομικά στοιχεία λαμβάνονται ως πρωτεύοντα.

Για την κατασκευή αυτή ζητούνται τα εξής:

- Η ταξινόμηση των τριών εδαφικών προφίλ σύμφωνα με τον EC8-1.
- Ο υπολογισμός των συντελεστών συμπεριφοράς υποθέτοντας επιφανειακή θεμελίωση από πέδιλα και συνδετήριες δοκούς στο εδαφικό προφίλ Α του σχήματος 10.2.
- Να συζητηθεί ο κατάλληλος τύπος θεμελίωσης για τις άλλες δύο κατηγορίες εδάφους.
- Να συζητηθεί η επιρροή της «αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής (SSI)» στην απόκριση του κτιρίου.



Σχήμα 10.1 Η κτιριακή κατασκευή του κεφαλαίου 10 (α) κάτοψη (β) όψη άξονα 1 (γ) αξονομετρικό κτιρίου



Όλα τα εδάφη: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ & $\gamma_{\text{sat.}} = 22 \text{ kN/m}^3$

Σχήμα 10.2 Τα εδαφικά προφίλ στα οποία θα θεμελιωθεί η κατασκευή του σχήματος 10.1. Δίνονται μέχρι βάθους 30m από την επιφάνεια του εδάφους.

Απάντηση

10.1 Η ταξινόμηση των εδαφών θεμελίωσης

3.1.2

Η ύπαρξη εδαφοτεχνικής έρευνας-μελέτης του εδάφους^{π.1} είναι απαραίτητη όταν η κατασκευή που θα θεμελιωθεί σε αυτό είναι κατηγορίας σπουδαιότητας III ή IV και συγχρόνως οι πληροφορίες που υπάρχουν για αυτό δεν είναι επαρκείς.

3.1.1(1)A
3.1.4
NA 2.3

Τα στοιχεία των εδαφοτεχνικών ερευνών περιορίζονται στα πρώτα 30m βάθους από την επιφάνεια του εδάφους^{π.2}. Η εφαρμοζόμενη επιτόπου δοκιμή είναι η πρότυπη δοκιμή διείσδυσης SPT^{π.3}. Τα αποτελέσματα για τα εδαφικά προφίλ A,B και Γ δίνονται στο σχήμα 10.2.

3.1.2(1)
EC8-5
4.2.1(2)

Ο περισσότερο αξιόπιστος δείκτης για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών ενός εδαφικού στρώματος θεωρείται η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων v_s . Προς τούτο ο EC8-1 χρησιμοποιεί τη μέση ταχύτητα διατμητικού κύματος v_s των πρώτων 30m από την επιφάνεια θεμελίωσης. Ο υπολογισμός της μπορεί να γίνει είτε άμεσα με απευθείας μέτρηση στο πεδίο (π.χ. με δοκιμές βασιζόμενες στη διάδοση των κυμάτων) είτε μέσω εμπειρικών συσχετισμών με κάποια από τα υπόλοιπα μεγέθη που μετρώνται στην επί τόπου δοκιμή (π.χ. αριθμός N_{SPT}).

3.1.2(2)
3.1.2(3)
EC8-5
4.2.2(1)A
EC8-5
4.2.2(4)A
EC8-5
4.2.2(6)

Στο παρόν θα χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη συσχέτιση:

$$v_s = 68.5 \cdot (N_s(60))^{0.17} \cdot z^{0.20} \cdot f \quad (10.1)$$

όπου

που αντιστοιχεί στην ελεύθερη επιφάνειά του $\alpha_g \cdot S$. Για αυτό ο κανονισμός σημειώνει ότι η σχέση αυτή δεν θα πρέπει να εφαρμόζεται σε βάθη μεγαλύτερα των 20m. Μία πληρέστερη παραλλαγή της σχέσης 10.10 είναι η ακόλουθη:

EC8-5
4.1.4(10)

$$CSR = \frac{\tau_e}{\sigma'_{vo}} = \frac{0.65 \cdot \alpha_g \cdot S \cdot \sigma_{vo} \cdot (1 - 0.015 \cdot z)}{\sigma'_{vo}} \quad (10.11)$$

Η εφαρμογή της σχέσης αυτής σε βάθος 10m από την επιφάνεια του εδάφους δίνει:

$$CSR = \frac{\tau_e}{\sigma'_{vo}} = \frac{0.65 \cdot (1.2 \cdot 0.15) \cdot 1.15 \cdot 212 \cdot (1 - 0.015 \cdot 10)}{132} = 0.183$$

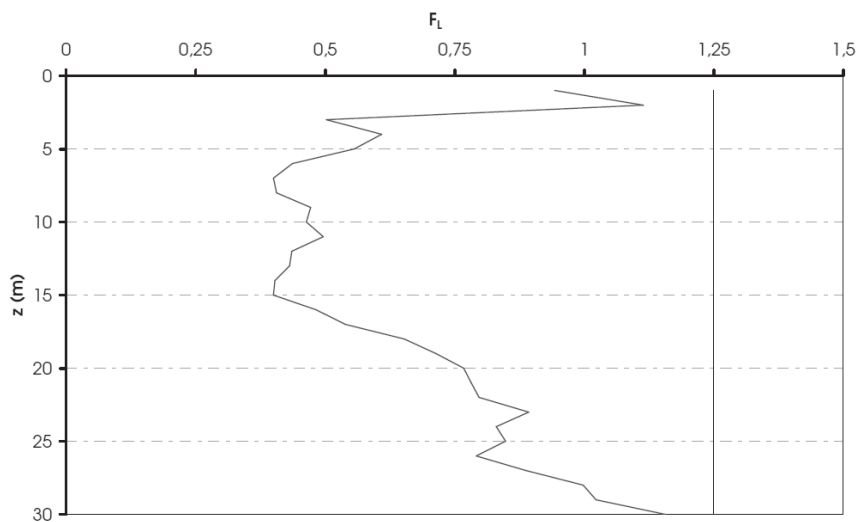
Με εφαρμογή της σχέσης 10.11 υπολογίζεται ο λόγος CSR σε ολόκληρο το ύψος της εδαφικής στήλης Γ.

- Τέλος, υπολογίζεται ο συντελεστής ασφάλειας F_L με χρήση της σχέσης 10.4. Για να μην υπάρχει κίνδυνος σε ρευστοποίηση η τιμή του συντελεστή αυτού θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 1.25. Στο βάθος των 10m έχουμε ότι:

EC8-5
4.1.4(11)A

$$F_L = \frac{(\tau_{cy} / \sigma'_{vo})_{6.5}}{(\tau_e / \sigma'_{vo})} = \frac{CRR_{6.5}}{CSR} = \frac{0.0845}{0.183} = 0.46 < 1.25$$

Η καθ' ύψος μεταβολή του συντελεστή ασφάλειας F_L φαίνεται στο σχήμα 10.4. Είναι φανερό ότι κίνδυνος ρευστοποίησης υπάρχει σε ολόκληρο το ύψος αυτής της εδαφικής στήλης.



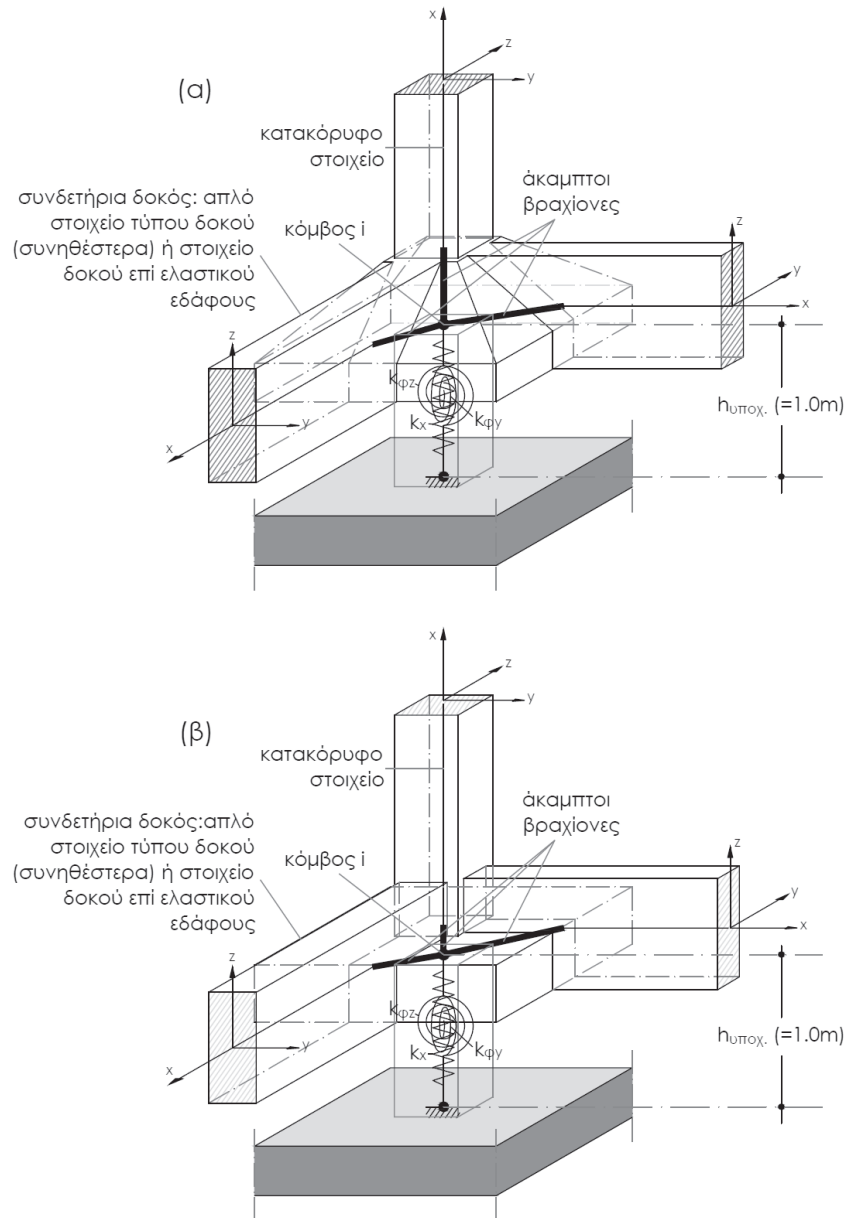
Σχήμα 10.4 Συντελεστής ασφάλειας F_L και εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης για ολόκληρο το ύψος της εδαφικής τομής Α. Το κατώτερο όριο του συντελεστή ασφάλειας ισούται με 1.25.

Η εδαφική τομή κατατάσσεται τελικά στην κατηγορία εδαφών S_1 .

Πίνακας 3.1

Σε τέτοιου τύπου εδάφη, απαιτείται ειδική μελέτη^{π.8} για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης ενώ θα πρέπει πάντα να λαμβάνεται υπόψη και η

3.1.2(4)A



Σχήμα 10.23 Προσομοίωση (α) άκαμπτων και (β) εύκαμπτων πεδίων συνδεδεμένων με συνδετήριες δοκούς.

Κλείνοντας αυτήν την αναφορά στον τρόπο προσομοίωσης των πεδίων, είναι σκόπιμο να αναφερθούν και ορισμένα στοιχεία για την περίπτωση προσομοίωσης των πασσάλων. Ως σημείο αναφοράς θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος προσομοίωσης που ακολουθείται στο 3DR.STRAD.

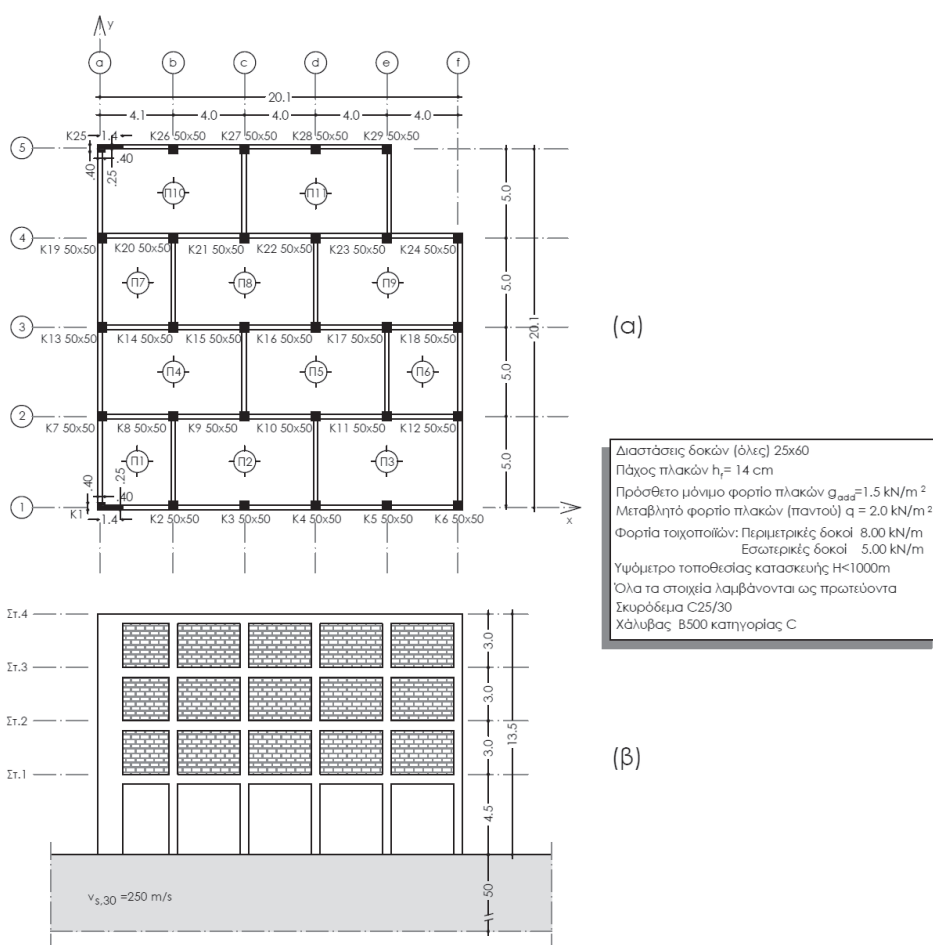
Η προσομοίωση των πασσάλων ξεκινά με την εισαγωγή πεδίων τα οποία θα αναλάβουν το «ρόλο» των κεφαλοδέσμων των πασσάλων (σχήμα 10.24). Οι πάσσαλοι προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία κυκλικής διατομής τα οποία είναι διακριτοποιημένα καθ' ύψος σε τόσα στοιχεία όσα ο αριθμός των στρώσεων εδάφους που εισάγει ο μελετητής. Ο αριθμός των στρώσεων θα είναι κατ' ελάχιστον ίσος με τον αριθμό των διαφορετικού είδους εδαφικών στρωμάτων που απαντώνται

Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην καθ' ύψος κανονικότητα

11.

Το κτίριο Ο/Σ που φαίνεται στο σχήμα 11.1 ανήκει στην Κατηγορία Χρήσης C1. Για αυτό το κτίριο ζητείται να ελεγχθούν τα κριτήρια της καθ' ύψος και της σε κάτοψη κανονικότητάς του, ο υπολογισμός των συντελεστών συμπεριφοράς του θεωρώντας κατηγορία υψηλής πλαστιμότητας (DCH) καθώς και ο καθορισμός της σεισμικής δράσης σχεδιασμού υπό τους ακόλουθους περιορισμούς:

- Δεν υπάρχουν τοιχοπληρώσεις στον ισόγειο όροφο. Στους υπόλοιπους ορόφους θεωρείται απλοποιητικά ότι υπάρχουν τοιχοπληρώσεις σε όλες τις θέσεις των δοκών και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου. Ανοίγματα (παράθυρα, πόρτες κτλ), θα αγνοηθούν σε αυτόν τον υπολογισμό (παραδοχή προς την πλευρά της ασφάλειας).
- Οι τοιχοπληρώσεις θα κατασκευασθούν μετά από τη σκλήρυνση των πλαισίων Ο/Σ και θα βρίσκονται απλώς σε επαφή με αυτά (δηλαδή δεν θα υπάρχουν αρμοί διαχωρισμού ή ειδική σύνδεση μεταξύ τοίχων πλήρωσης και στοιχείων Ο/Σ).
- Οι διατομές των κατακόρυφων στοιχείων παραμένουν σταθερές καθ' ύψος σε όλους τους ορόφους.
- Η κατασκευή βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας 2.



Σχήμα 11.1 Η κτιριακή κατασκευή του παραδείγματος 11 (α) κάτω ορόφων (β) όψη κτιρίου (άξονας 1) .

διαφράγματος της στάθμης 3 (στάθμη στην οποία θα υπολογισθεί το ίχνος του πλασματικού ελαστικού άξονα).

Τρόπος εισαγωγής των στρεπτικών ροπών στο χωρικό προσομοίωμα του 3DR.STRAD έχει δειχθεί στο κεφάλαιο 3 του παρόντος (§3.9).

Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας, οι μετακινήσεις και στροφές όλων των σημείων του διαφράγματος είναι γραμμικά συσχετισμένες μεταξύ τους σύμφωνα με τις εξής σχέσεις (βλέπε και σχήμα 11.6):

$$\begin{aligned} u_{xi} &= u_{xj} - e_{(i-j)y} \cdot \theta_z \\ u_{yi} &= u_{yj} + e_{(i-j)x} \cdot \theta_z \end{aligned} \quad (11.15)$$

όπου

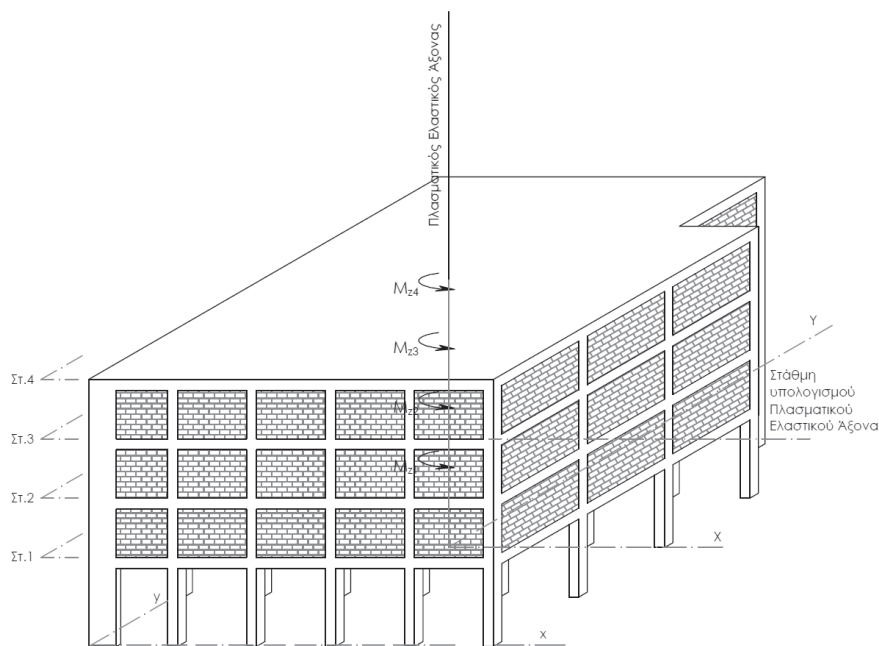
u_{xi}, u_{yi} οι μετατοπίσεις κατά x και y του σημείου i του διαφράγματος.

u_{xj}, u_{yj} οι μετατοπίσεις κατά x και y του σημείου j του διαφράγματος.

θ_z η γωνία στροφής του διαφράγματος 3 γύρω από τον κατακόρυφο άξονα z (ίδια για όλα τα σημεία του διαφράγματος). Προκύπτει $\theta_z = 2.971 \cdot 10^{-5}$ rad.

$e_{(i-j)y}, e_{(i-j)x}$ οι αποστάσεις κατά x και y μεταξύ των σημείων i και j .

Ο πόλος στροφής της στάθμης 3 (ίχνος του πλασματικού ελαστικού άξονα) θα είναι εκείνο το σημείο της κάτοψης, το οποίο μόνο στρέφεται γύρω από τον κατακόρυφο άξονα z και δεν μετακινείται κατά x και y .



Σχήμα 11.5 Υπολογισμός του πλασματικού ελαστικού άξονα με στρεπτικές ροπές στις στάθμες των ορόφων. Στο σχήμα φαίνονται και οι κύριες διευθύνσεις X, Y .

Αν θεωρηθεί τυχόν σημείο (κόμβος j) της στάθμης 6 με τις μετακινήσεις του u_{xj}, u_{yj} καθώς και η γωνία στροφής του διαφράγματος θ_z , τότε από τις σχέσεις 11.15 θεωρώντας $u_{xi}=u_{yi}=0.0$ (συνθήκη για τον πόλο στροφής) υπολογίζονται οι αποστάσεις του πόλου $e_{(i-j)y}$ και $e_{(i-j)x}$ από το

f_b η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κάθετα στην επιφάνεια έδρασής τους. EC6-1-1
3.1.2.1

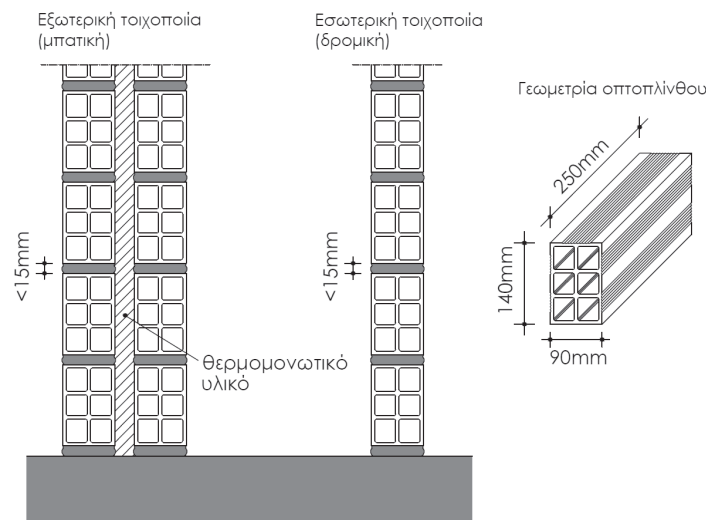
Στο σχήμα 11.9 φαίνεται η διαμόρφωση των εσωτερικών και των εξωτερικών τοιχοδομών με εξάοπτες οπτοπλίνθους διαστάσεων 250x90x140mm.

Ο κατασκευαστής εγγυάται μία μέση τιμή θλιπτικής αντοχής f_{bc} για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κάθετα στην επιφάνεια έδρασης (250x90) ίση με 3.5 MPa καθώς επίσης και ότι τα λιθοσώματα αυτά ανήκουν στην Ομάδα 3 σύμφωνα με την ομαδοποίηση των λιθοσωμάτων του EC6-1-1. EC6-1-1
Πίνακας 3.1

Για ύψος λιθοσώματος 140mm και ελάχιστη οριζόντια διάσταση 90mm, ο συντελεστής αναγωγής δ προκύπτει ίσος με 1.182. EN 771-1

Έτσι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος θα είναι:

$$f_b = \delta \cdot f_{bc} = 1.182 \cdot 3.5 = 4.137 \text{ MPa} \quad (11.47)$$



Σχήμα 11.9 Διαμόρφωση εσωτερικών (δρομικών) και εξωτερικών (μπατικών) τοιχοποιιών με λιθοσώματα διαστάσεων 90x140x250 mm και πάχος κονιάματος <15 mm.

Υποθέτοντας ότι η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος είναι μεγαλύτερη από 2.5 MPa αλλά μικρότερη από 10, η χαρακτηριστική αντοχή σε διάτμηση f_{vk0} μπορεί να ληφθεί ίση με 200 kPa.

Το πλάτος έδρασης των εσωτερικών τοιχοποιιών θα ληφθεί ίσο με 90mm. Αναφορικά με το πάχος t των εξωτερικών τοιχοποιιών, υποθέτοντας ότι οι δύο ανεξάρτητοι τοίχοι πάχους 90 mm ο καθένας, συνδέονται μεταξύ τους (π.χ. με σνάτζ), θα είναι: EC6-1-1
6.1.5(3)

$$t = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3} = \sqrt[3]{2 \cdot 90^3} = 113.4 \text{ mm} \quad (11.48)$$

EC6-1-1
Σχέση 6.15

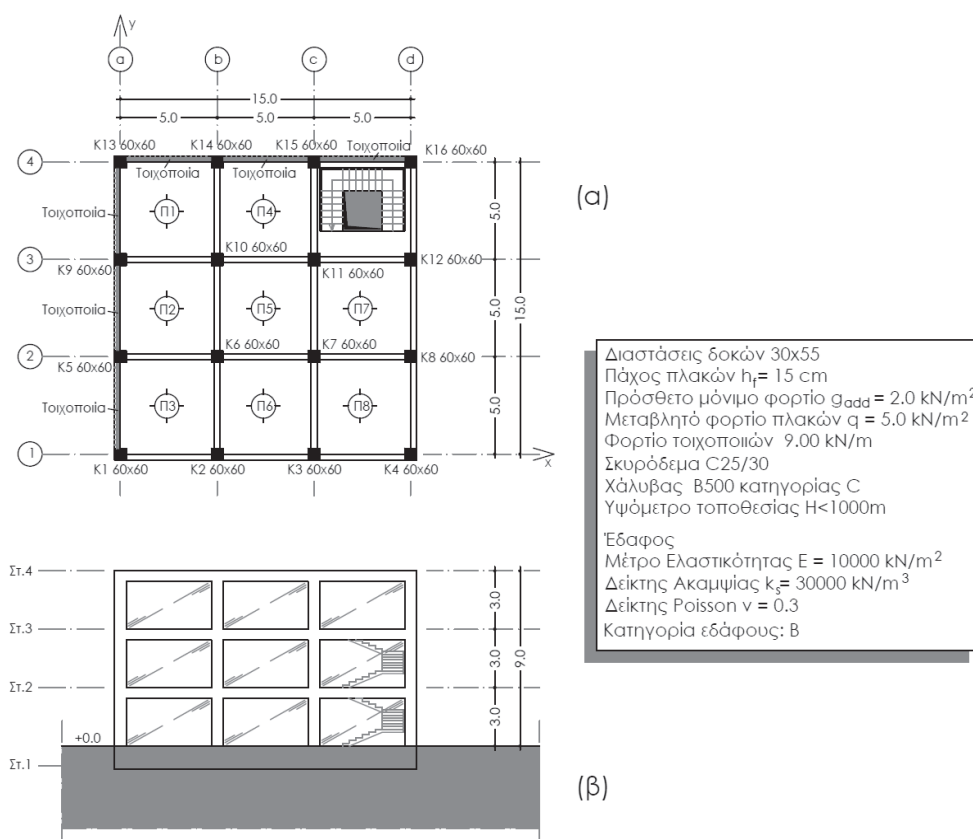
Για τα εκτιμώμενα φορτία εξωτερικών και εσωτερικών τοιχοποιιών^{π.15} που δόθηκαν στα δεδομένα (8.0 και 5.0 kN/m αντίστοιχα), η κατακόρυφη

Η επιρροή της ασύμμετρης κατανομής των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη

12.

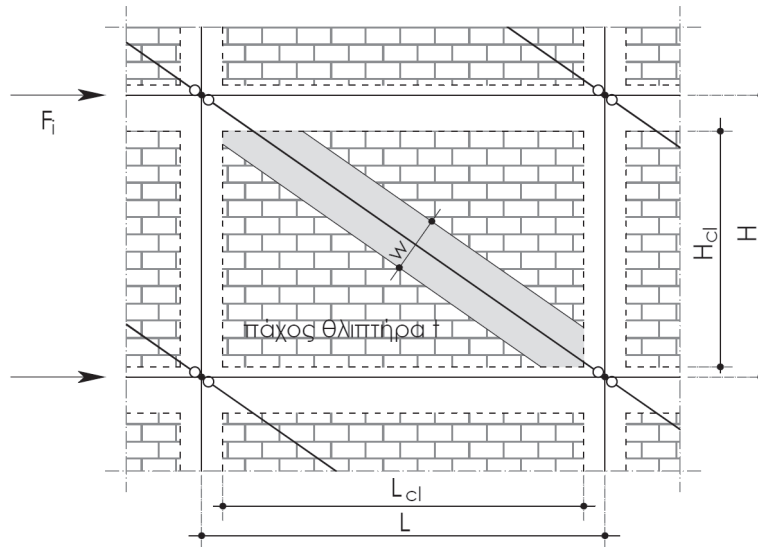
Δίνεται η κτιριακή κατασκευή Ο/Σ που φαίνεται στο σχήμα 12.1 η οποία πρόκειται να κατασκευασθεί σε γωνία οικοδομικού τετραγώνου. Ζητείται η ανάλυση αυτής της κατασκευής υπό τα ακόλουθα δεδομένα:

- Η κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής θα είναι η υψηλή (DCH).
- Η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας στην οποία θα κατασκευασθεί είναι η 3 (Z3).
- Το κτίριο θα χρησιμοποιηθεί ως εμπορικό κατάστημα (πολυκατάστημα). Ως εκ τούτου ζητείται στο εσωτερικό και στις όψεις του κτιρίου (πλαίσια αξόνων 1 και d) να μην υπάρχουν τοιχοπληρώσεις.
- Εξ' αιτίας της θέσης του στο οικοδομικό τετράγωνο, θα υπάρχουν αναγκαστικά τοιχοπληρώσεις στα πλαίσια των αξόνων α και 4 (σχήμα 12.2).
- Οι τοιχοπληρώσεις θα κατασκευασθούν μετά από τη σκλήρυνση των πλαισίων Ο/Σ και θα βρίσκονται απλώς σε επαφή με αυτά (δηλαδή δεν θα υπάρχουν αρμοί διαχωρισμού ή ειδική σύνδεση μεταξύ τοίχων πλήρωσης και στοιχείων Ο/Σ).
- Όλα τα δομικά στοιχεία (εκτός της κλίμακας) θεωρούνται ως πρωτεύοντα, ενώ οι διατομές τους παραμένουν σταθερές σε όλους τους ορόφους.
- Το σύστημα θεμελίωσης της κατασκευής θα είναι εσχάρα πεδילוδοκών (σχήμα 12.4). Οι εσωτερικές θα έχουν διατομή μορφής ανεστραμμένου T ενώ οι περιμετρικές διατομή μορφής L όπως φαίνεται στο σχήμα 12.3.
- Τα υπόλοιπα δεδομένα δίδονται στο πινακάκι του σχήματος 12.1.



Σχήμα 12.1 Η κτιριακή κατασκευή του κεφαλαίου 12 (α) κάτοψη ορόφων (β) όψη κτιρίου (άξονας d).

τοιχοπληρώσεων (π.χ. αγνοώντας το ένα από τα τρία ή τα τέσσερα τοιχοφατνώματα σε ένα επίπεδο πλαίσιο του κτιρίου).



Σχήμα 12.7 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδο πλάτους w και πάχους t .

Για την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης με διαγώνιες ράβδους και προκειμένου για ελαστική ανάλυση, απαιτείται ο καθορισμός του πλάτους w , του πάχους t και του μέτρου Ελαστικότητας E_w της τοιχοποιίας^{π.12}.

Για το μέτρο Ελαστικότητας μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη (εμπειρική) σχέση:

EC6-1-1
3.7.2(2)

$$E_w = 1000 \cdot f_k \quad (12.21)$$

όπου f_k είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος.

Η διαμόρφωση των τοίχων του κτιρίου καθώς και η γεωμετρία του χρησιμοποιούμενου οπτοπλίνθου δίνονται στο σχήμα 12.8.

Ο κατασκευαστής εγγυάται μία μέση τιμή θλιπτικής αντοχής f_{bc} για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κάθετα στην επιφάνεια έδρασης (250x90) ίση με 4.2 MPa καθώς επίσης και ότι τα λιθοσώματα αυτά ανήκουν στην Ομάδα 4 σύμφωνα με την ομαδοποίηση των λιθοσωμάτων του EC6-1-1.

EC6-1-1
Πίνακας 3.1

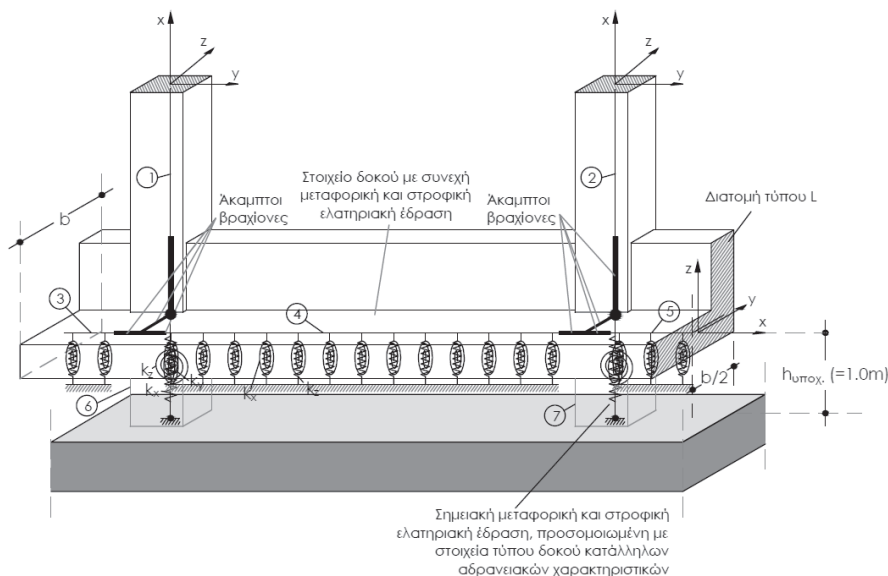
Για ύψος λιθοσώματος 140mm και ελάχιστη οριζόντια διάσταση 90mm, ο συντελεστής αναγωγής δ προκύπτει ίσος με 1.182.

EN 771-1

Έτσι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος θα είναι:

$$f_b = \delta \cdot f_{bc} = 1.182 \cdot 4.2 = 4.96 \text{ MPa} \quad (12.22)$$

Το κονίαμα θεωρείται γενικής εφαρμογής με μέση θλιπτική αντοχή f_m , ίση με 2.5 MPa (κατηγορία κονιάματος^{π.13} M2.5).



Σχήμα 12.16 Προσομοίωση πεδילוδοκού διατομής L με στοιχεία «δοκού επί ελαστικού εδάφους» στο 3DR.STRAD.

Π.7 Σε κτίρια στα οποία οι κλίμακες στηρίζονται απευθείας σε τοιχώματα Ο/Σ (π.χ. στο εσωτερικό πυρήνα μορφής Π) δεν απαιτείται συνήθως η προσομοίωσή τους (εκτός βέβαια από το συνυπολογισμό των φορτίών τους που πρέπει πάντοτε να λαμβάνονται υπόψη).

Αντιθέτως, αν η κλίμακα στηρίζεται σε άλλα (πρωτεύοντα) δομικά στοιχεία (δοκοί, υποστυλώματα), η προσομοίωσή της δεν θα πρέπει να παραλείπεται. Ειδικά αν η στήριξη των κλιμάκων γίνεται απευθείας σε διαδοχικά πατώματα (όπως στο κτίριο που εξετάζεται σε αυτό το παράδειγμα) η προσομοίωσή της σκάλας είναι αναγκαία λόγω των πρόσθετων κινηματικών δεσμεύσεων που εισάγει στο σύστημα. Τα προηγούμενα ισχύουν σε ακόμη ισχυρότερο βαθμό αν το σύστημα του κτιρίου είναι πλαισιωτό (ή ισοδύναμο προς πλαισιωτό).

Η προσομοίωση της κλίμακας του κτιρίου (βλ. σχήμα 12.1) στο 3DR.STRAD έγινε κατά τον τρόπο που φαίνεται στο σχήμα 12.17.

Ο μελετητής θα πρέπει σε κάθε περίπτωση να αποφεύγει τη σύνδεση των κλιμάκων με τα υποστυλώματα, ιδιαίτερα σε θέσεις κοντά στο μέσο του ύψους των ορόφων, προς αποφυγή δημιουργίας «κοντών» υποστυλωμάτων. Κάτι τέτοιο θα είχε συμβεί εδώ, αν για παράδειγμα η κλίμακα στηριζόταν και στο υποστυλώμα K16 σε κάποια ενδιάμεση θέση του ελεύθερου ύψους του (σχήμα 12.17).

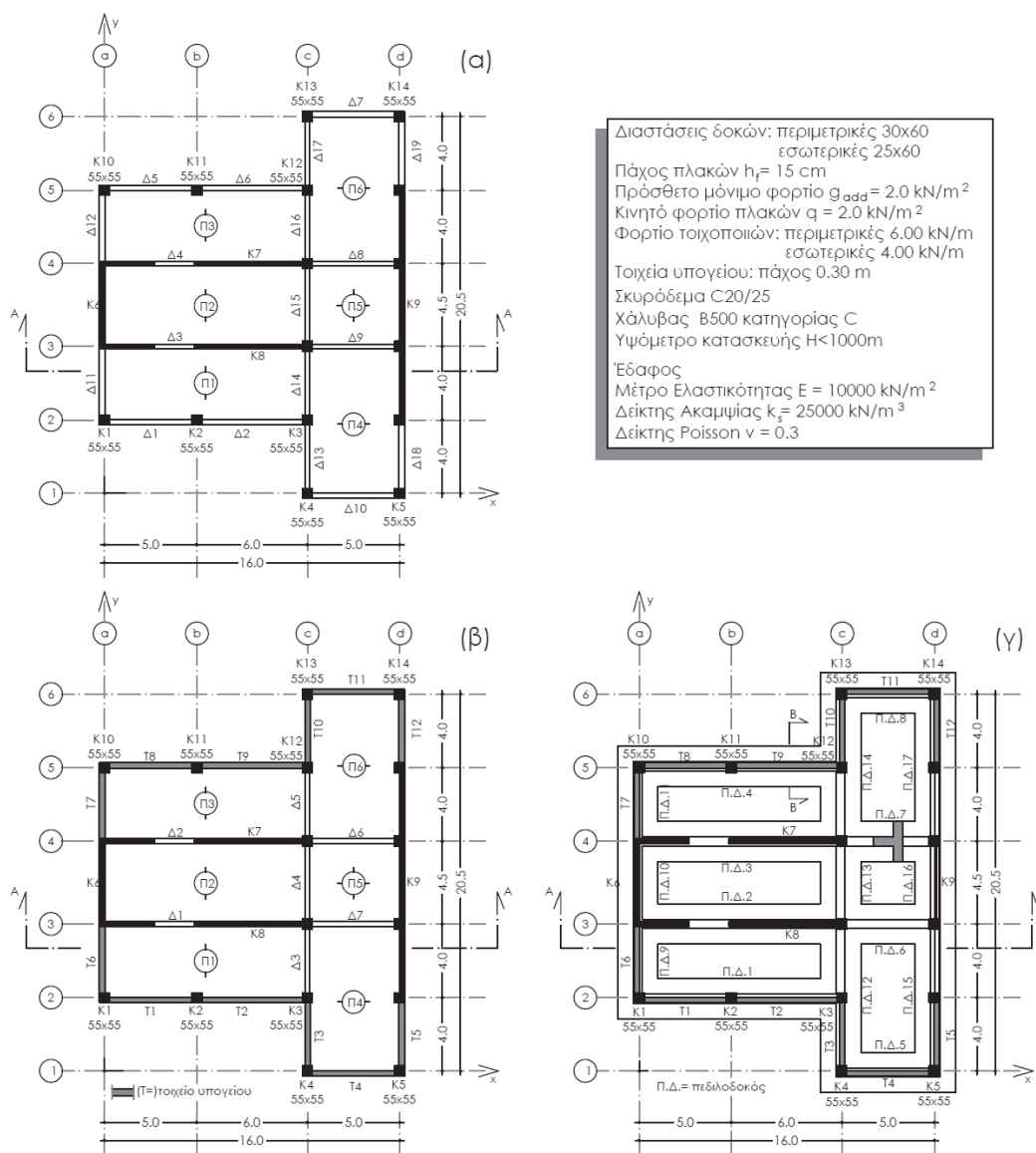
Μία αντίστοιχη περίπτωση ισχυρής κινηματικής δέσμευσης μεταξύ διαδοχικών πατωμάτων, συναντάει κανείς σε κτιριακές κατασκευές που χρησιμοποιούνται ως χώροι στάθμευσης· οι διαδοχικές στάθμες συνδέονται μεταξύ τους μέσω επικλινών πλακών (ράμπες) που εξυπηρετούν την καθ' ύψος μετακίνηση των οχημάτων εντός του χώρου.

Η ανάλυση κατασκευών που διαθέτουν πρωτεύοντα και δευτερεύοντα δομικά στοιχεία παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 15 του παρόντος.

4.2.2(1)A

Δίνεται η κτιριακή κατασκευή Ο/Σ του σχήματος 13.1. Για αυτήν ζητείται ο υπολογισμός των συντελεστών συμπεριφοράς (α) υπό τα ακόλουθα δεδομένα:

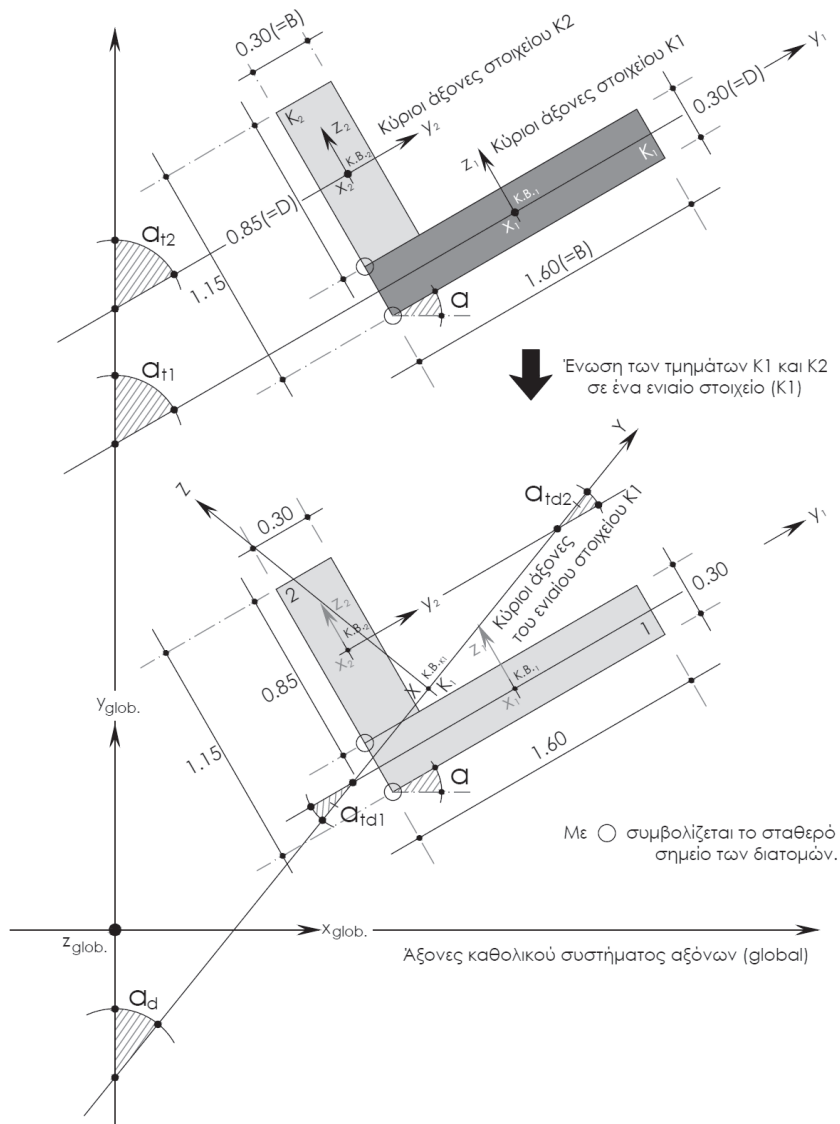
- Η κατασκευή θα χρησιμοποιηθεί ως κτίριο κατοικιών.
- Ο οργανισμός πλήρωσης αποτελείται αποκλειστικά από στοιχεία τοιχοποιίας.
- Κανένα δομικό στοιχείο δεν θεωρείται ως δευτερεύων, ενώ οι διατομές όλων των στοιχείων παραμένουν σταθερές σε όλους τους ορόφους.
- Το κτίριο διαθέτει έναν υπόγειο όροφο ενώ το σύστημα θεμελίωσης θα είναι εσχάρα από πεδילוδοκούς (σχήμα 13.2).



Σχήμα 13.1 Η κτιριακή κατασκευή του κεφαλαίου 13 (α) κάτοψη ορόφων ανωδομής (β) κάτοψη οροφής υπογείου (γ) κάτοψη θεμελίωσης (δ) τομή A-A (ε) όψη άξονα d (συνέχεια στην πίσω σελίδα).

ορθογωνικές με την «ένωσή» τους. Σε μία ενιαία διατομή μπορούν να ενωθούν μέχρι 7 αρχικώς ανεξάρτητα ορθογωνικά τμήματα.

Ορίζουμε καταρχήν το καθολικό (global) ορθογώνιο σύστημα αξόνων X_{glob} , Y_{glob} , Z_{glob} . Οι άξονες X_{glob} και Y_{glob} είναι οι οριζόντιοι και ο Z_{glob} ο κατακόρυφος. Σε όλα τα παραδείγματα του παρόντος συμβολίζονται απλώς ως x,y,z χωρίς δηλαδή το δείκτη $glob(al)$. Όπως έχει ήδη αναφερθεί (Π.2, κεφάλαιο 8), στο 3DR.STRAD οι συνιστώσες της σεισμικής δράσης (δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη) εφαρμόζονται πάντα παράλληλα στους άξονες του καθολικού συστήματος.

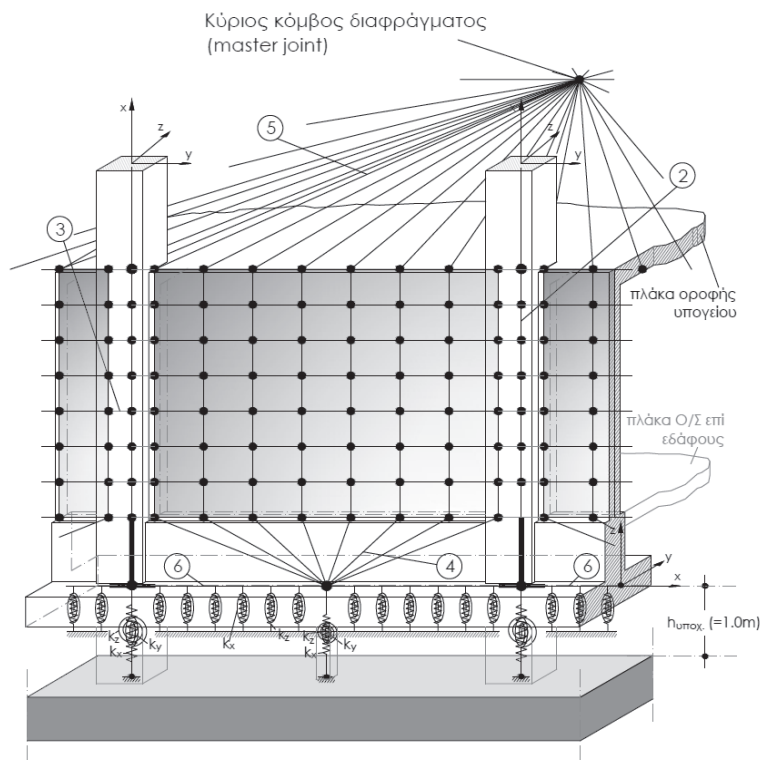


Σχήμα 13.11 Διατομή τοιχώματος «τοποθετημένη» λοξά ως προς τις διευθύνσεις εφαρμογής των οριζοντιών σεισμικών δράσεων (x,y).

Σε συνέχεια των προηγούμενων, θεωρούμε δύο μεμονωμένα κατακόρυφα στοιχεία ορθογωνικής διατομής, τα K1 και K2 (σχήμα 13.11). Για τον ορισμό τους στο 3DR.STRAD απαιτούνται με τη σειρά τα εξής:

- ο ορισμός του «σταθερού σημείου» της διατομής. Το σημείο αυτό ονομάζεται έτσι καθότι χρησιμεύει ως «σταθερό» άκρο της διατομής σε τυχόν αλλαγές των διαστάσεων της (η διατομή

ανά φάτνωμα τοιχώματος υπογείου. Με τον τρόπο αυτό καταλήγουμε σε μία προσομοίωση τύπου «δικτυώματος» με άνω πέλμα (τους ειδικούς συνδέσμους που υποδεικνύονται με τον αριθμό 5 στο σχήμα 13.28), κάτω πέλμα (τη διατομή της πεδιλοδοκού μόνο) και ορθοστάτες (τα πυκνά κατακόρυφα στοιχεία των τοιχωμάτων και των υποστυλωμάτων). Σαν συμβουλή μπορεί να ειπωθεί ότι για μήκη τοιχωμάτων μέχρι 4m ένα μεμονωμένο κατακόρυφο στοιχείο συνήθως αρκεί. Για μεγαλύτερα μήκη απαιτείται η κατάτμησή τους σε δύο ή περισσότερα μεμονωμένα στοιχεία.

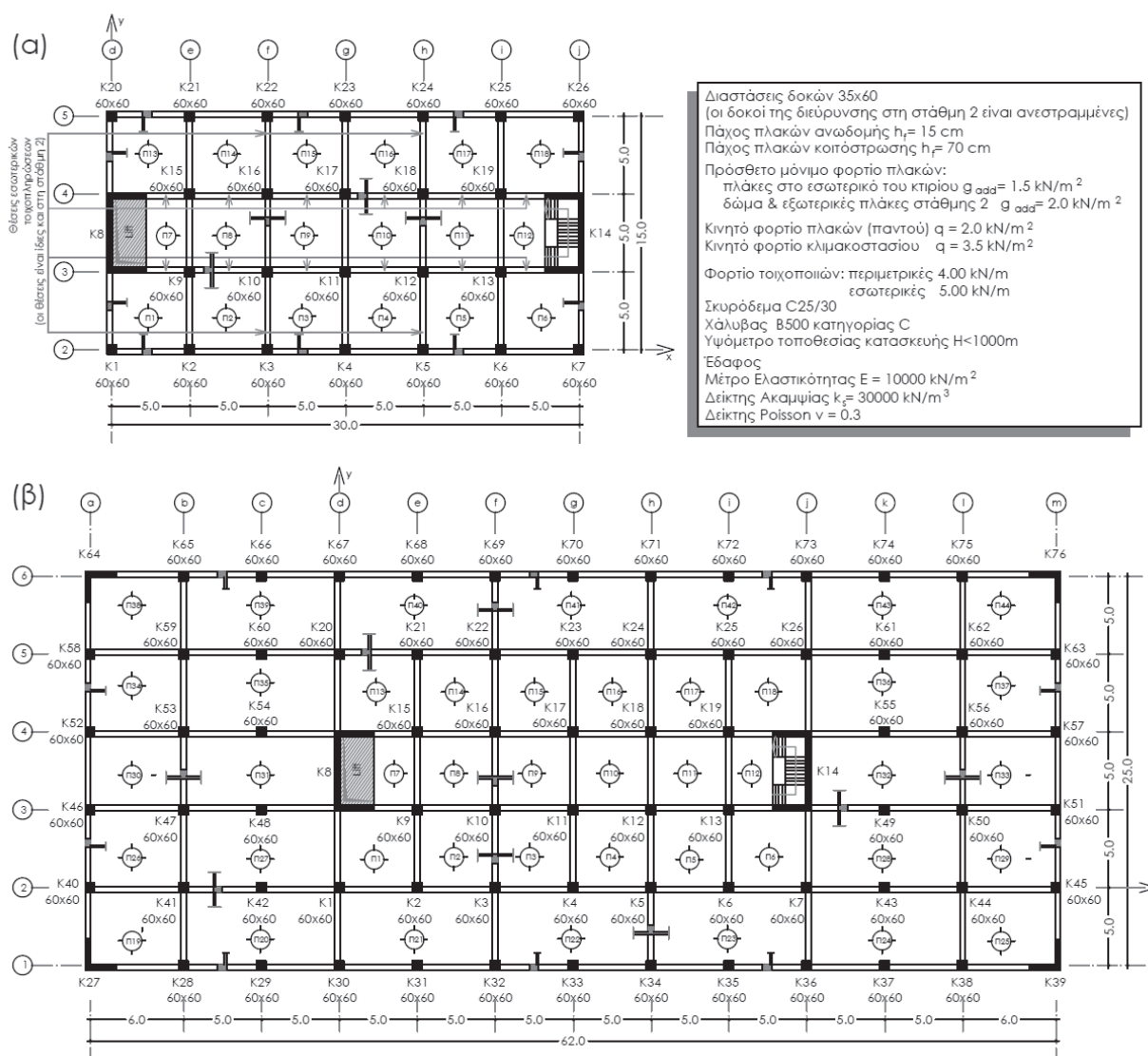


Σχήμα 13.27 Προσομοίωση τοιχώματος υπογείου στο 3DR.STRAD. Η διαφραγματική λειτουργία προσομοιώνεται με την κινηματική εξάρτηση όλων των κόμβων κάθε στάθμης (master joint).

Εναλλακτικά, ο μελετητής μπορεί να μην χρησιμοποιήσει καθόλου στοιχεία δοκού επί ελαστικού εδάφους αλλά να προσομοιώσει κάθε φάτνωμα τοιχώματος υπογείου με ένα κατακόρυφο στοιχείο και να «θεμελιώσει» με μεμονωμένα πέλματα (σχήμα 13.29). Στην περίπτωση αυτή, οι κάτω κόμβοι των κατακόρυφων στοιχείων συνδέονται μεταξύ τους με άκαμπτους βραχίονες (στοιχεία υπ' αριθμό 4 στο σχήμα 13.29). Τα «πέδιλα» των τοιχωμάτων (στοιχεία με αριθμό 3) θα έχουν μήκος όσο το μήκος του τοιχώματος, πλάτος όσο το πλάτος έδρασης της πεδιλοδοκού και ύψος όσο το πάχος του πέλματος της. Οι ελατηριακές σταθερές που τους αναλογούν (k_x, k_y, k_z) θα έχουν έτσι αρκετά μεγάλες τιμές. Τα «πέδιλα» κάτω από τα υποστυλώματα θα έχουν μήκος όσο η αντίστοιχη διάσταση του στοιχείου, πλάτος όσο το πλάτος έδρασης της πεδιλοδοκού και ύψος όσο το πάχος του πέλματος της. Σε αυτόν τον τρόπο προσομοίωσης δεν απαιτείται η κατάτμηση των τοιχωμάτων σε περισσότερα εκτός αν έχουν πολύ μεγάλο μήκος (π.χ. μεγαλύτερο από 10m).

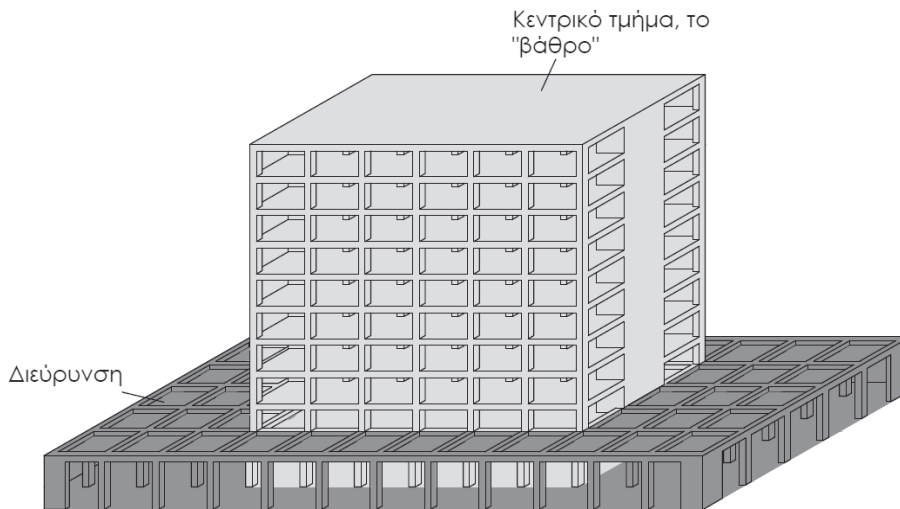
Δίνεται η κτιριακή κατασκευή Ο/Σ του σχήματος 14.1 η οποία πρόκειται να χρησιμοποιηθεί ως ξενοδοχειακή μονάδα. Ζητείται ο υπολογισμός των συντελεστών συμπεριφοράς της και η περιγραφή της διαδικασίας ανάλυσης της υπό τα ακόλουθα δεδομένα:

- Η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η μέση (DCM).
- Κανένα δομικό στοιχείο δεν θεωρείται ως δευτερεύων, ενώ οι διατομές όλων των στοιχείων παραμένουν σταθερές σε όλους τους ορόφους.
- Με εξαίρεση τον ισόγειο όροφο ο οποίος θα λειτουργήσει ως χώρος γραφείων, οι υπόλοιποι όροφοι θα χρησιμοποιηθούν ως χώροι διαμονής του ξενοδοχείου.
- Το σύστημα θεμελίωσης της κατασκευής θα είναι συνδυασμός εσχάρων πεδילוδοκών (σχήμα 14.2) και κοιτόστρωσης.



Σχήμα 14.1 Η κτιριακή κατασκευή του κεφαλαίου 14 (α) κάτοψη τυπικών ορόφων (β) κάτοψη στάθμης 2 (γ) κάτοψη θεμελίωσης (δ) όψεις κτιρίου (άξονες 1-3 και άξονες j-m).

συνολικές αδρανειακές δυνάμεις, όσο μεγάλο και αν είναι το μέγεθός της, θα πρέπει να αναμένεται μικρή.



Σχήμα 14.10 Ο διαχωρισμός των στοιχείων της διεύρυνσης από το κεντρικό τμήμα της κατασκευής σύμφωνα με τη φιλοσοφία σχεδιασμού αυτών των συστημάτων από τον EC8-1 (προσομοίωμα Β).

14.13 Το δομικό σύστημα του κτιρίου

5.2.2.1

Από τη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος Α υποθέτοντας ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας 1 ($a_{gr}=0.15g$) κατηγορία εδάφους Α ($S=1.0$, $T_B=0.15$ sec, $T_C=0.4$ sec και $T_D=2.0$ sec) και συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 2.4^{π.8}, προκύπτει ότι τα ποσοστά των τεμνουσών βάσεως που παραλαμβάνουν όλα τα τοιχώματα της κατασκευής στη βάση τους για κάθε διεύθυνση σεισμικής δράσης είναι:

4.3.3.2.3(3)
NA 2.5(1)
NA 4
NA 2.7
NA Table 3.2

$$\left[\frac{F_w}{F_b} \right]_x = 0.46 \quad \text{και} \quad \left[\frac{F_w}{F_b} \right]_y = 0.60$$

όπου:

F_w είναι η συνολική τέμνουσα που παραλαμβάνουν όσα στοιχεία έχουν χαρακτηριστεί ως τοιχώματα ως προς την αντίστοιχη διεύθυνση ανάλυσης που θεωρείται κάθε φορά. Έτσι, τόσο για τον υπολογισμό του αντίστοιχου ποσοστού κατά τη διεύθυνση x όσο για τον υπολογισμό αυτού κατά τη διεύθυνση y, λογίζεται η τέμνουσα των στοιχείων K8, K14, K27, K39, K64 και K76 (βλέπε και §14.6).

F_b είναι η συνολική τέμνουσα βάσης του κτιρίου.

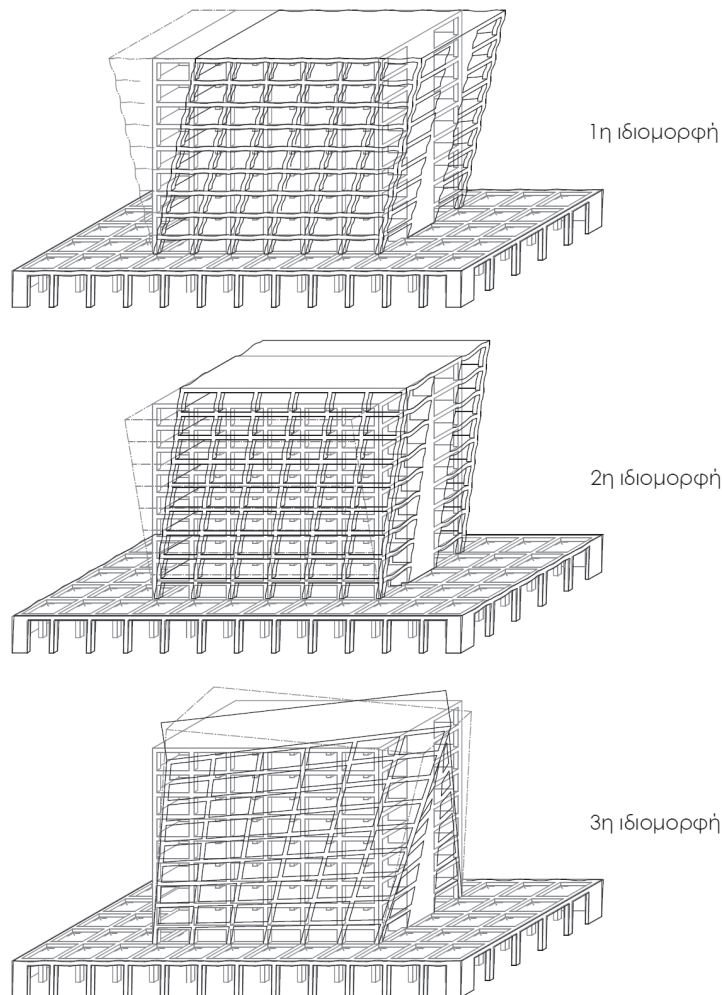
Με βάση τα προηγούμενα ποσοστά συμπεραίνουμε ότι το δομικό σύστημα του κτιρίου στη διεύθυνση x θα είναι διπλό ισοδύναμο προς πλαισιωτό ενώ στη διεύθυνση y θα είναι διπλό ισοδύναμο προς τοιχωματικό.

5.1.2(1)
5.2.2.1

Τα τοιχώματα K8 και K14 κατατάχθηκαν ως μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα για τη λειτουργία τους ως προς τη διεύθυνση y. Επειδή όμως το δομικό σύστημα του κτιρίου δεν προέκυψε τοιχωματικό στη διεύθυνση αυτή, δεν απαιτείται και έλεγχος για το ενδεχόμενο συστήματος με

5.2.2.1(3)A

- Π.9** Για την υλοποίηση της πάκτωσης των κατακόρυφων στοιχείων στη βάση τους δεν κατασκευάσθηκε ξεχωριστό προσομοίωμα το οποίο να μην συμπεριλαμβάνει τη θεμελίωση αλλά δόθηκε απλώς «μεγάλη» τιμή στο δείκτη ακαμψίας του εδάφους (π.χ. 900000 kN/m³).
- Π.10** Σύμφωνα με τον αυστηρό ορισμό της στρεπτικής ευκαμψίας, ένα κτίριο θα χαρακτηρίζεται ως στρεπτικά εύκαμπτο, όταν κάποια από τις δύο θεμελιώδεις ιδιομορφές ταλάντωσης του (ως προς τις δύο διευθύνσεις ανάλυσης x,y) έχει δεσπόζοντα στρεπτικό χαρακτήρα. Το κτίριο του παραδείγματος χαρακτηρίζεται από διπλή συμμετρία (σχήματα 14.1 και 14.2). Οι θεμελιώδεις ιδιομορφές ταλάντωσης του (τόσο για το προσομοίωμα A όσο για το προσομοίωμα B) χαρακτηρίζονται από καθαρή μεταφορική κίνηση παράλληλα στους άξονες συμμετρίας (σχήμα 14.20). Καθαρά στρεπτική ιδιομορφή είναι η τρίτη στην οποία τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών είναι σχεδόν μηδενικά. Συμπεραίνουμε επομένως ότι κατ' ουσίαν δεν πρόκειται για κτίριο στρεπτικά εύκαμπτο. Η αρχική κατάταξη ως μη κανονικό σε κάτοψη (§14.11), μπορεί ορθώς να αναθεωρηθεί.



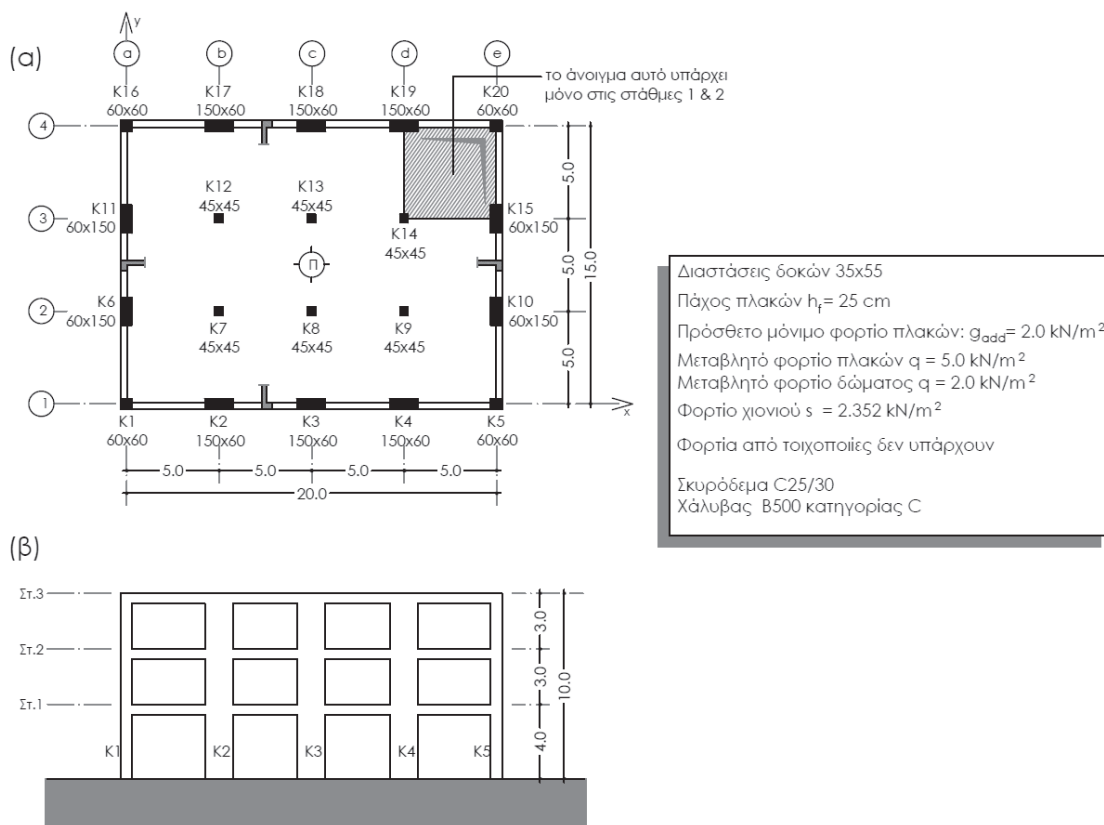
Σχήμα 14.20 Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης της κατασκευής (ίδια μορφή έχουν τόσο στο προσομοίωμα A όσο και στο B). Οι δύο πρώτες είναι καθαρά μεταφορικές ως προς τους άξονες συμμετρίας του κτιρίου ενώ η τρίτη είναι καθαρά στρεπτική αλλά ενεργοποιεί ελάχιστο ποσοστό μαζών κατά την ταλάντωσή της.

Ανάλυση συστήματος αποτελούμενου από πρωτεύοντα και δευτερεύοντα δομικά στοιχεία

15.

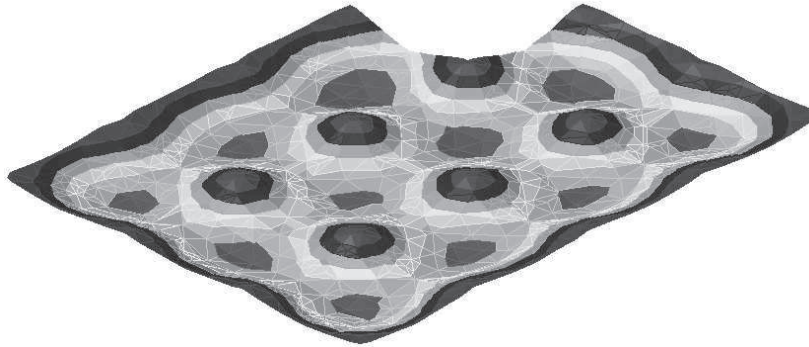
Δίνεται η κτιριακή κατασκευή Ο/Σ του σχήματος 15.1 η οποία πρόκειται να χρησιμοποιηθεί ως εμπορικό κατάστημα (κατηγορία σπουδαιότητας II). Ζητείται η ανάλυση της υπό τα ακόλουθα δεδομένα:

- Η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η μέση (DCM).
- Η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία ανήκει είναι η 1 (Z1).
- Το υψόμετρο της θέσης κατασκευής του κτιρίου υπερβαίνει τα 1000m ($A=1370m$) ενώ η σχετική ζώνη για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού είναι η A ($Z=1$).
- Τοιχοπληρώσεις δεν χρησιμοποιούνται πουθενά στο κτίριο.
- Στο εσωτερικό της κάτοψης, οι (συμπαγείς) πλάκες εδράζονται απευθείας επάνω στα υποστυλώματα. Δοκοί υπάρχουν μόνο στην περίμετρο.
- Οι διατομές όλων των δομικών στοιχείων παραμένουν σταθερές σε όλους τους ορόφους.
- Το έδαφος θεμελίωσης της κατασκευής είναι βραχώδες, ως εκ τούτου η κατηγορία του θα είναι η A.



Σχήμα 15.1 Η κτιριακή κατασκευή του κεφαλαίου 15 (α) κάτοψη τυπικών ορόφων (στάθμες 1 & 2). (β) όψη κτιρίου (άξονας 1).

το πρόγραμμα. Περισσότερη ελευθερία παρέχεται μέσω της συνεργασίας του 3DR.STRAD με το GTStrudl, στο περιβάλλον του οποίου είναι δυνατή η ελεύθερη τροποποίηση του προσομοιώματος από το μελετητή. Ο χειρισμός των δοκών της περιμέτρου στην προσομοίωση με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, αποτελεί θέμα που έχει ήδη αναπτυχθεί στο κεφάλαιο 9 του παρόντος (παρατήρηση Π.3). Είναι σημαντικό επίσης να σημειώσουμε ότι τα πεπερασμένα στοιχεία των πλακών θα διαστασιολογηθούν όχι μόνο έναντι των κατακόρυφων δράσεων, αλλά και έναντι των αποτελεσμάτων της ανάλυσης για τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις.



Σχήμα 15.9 Παραμορφωμένη εικόνα των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων της στάθμης 1 του κτίριου λόγω κατακόρυφων φορτίων μόνο.

Πλάκες που δεν είναι συμπαγείς αλλά φέρουν νευρώσεις παύουν να θεωρούνται ως στοιχεία ισότροπα. Η προσομοίωσή τους μπορεί να γίνει με τη χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων αποτελούμενων από υλικό που μπορεί να περιγράψει την ορθοτροπία, δηλαδή διαφορετικά χαρακτηριστικά σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Η σχέση που συνδέει τις ροπές κάμψης M_{ij} με τις καμπυλότητες k_{ij} μίας ορθότροπης πλάκας είναι η εξής:

$$\begin{bmatrix} M_{xx} \\ M_{yy} \\ M_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 \\ D_{21} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 2 \cdot D_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} k_{xx} \\ k_{yy} \\ k_{xy} \end{bmatrix} \quad (15.36)$$

Για τα δεδομένα της πλάκας με νευρώσεις που φαίνεται στο σχήμα 15.10, οι όροι D_{ij} του μητρώου «ελαστικότητας» της σχέσης 15.36 μπορούν να υπολογισθούν από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$\begin{aligned} D_{11} &= \frac{I_1}{b_1} \\ D_{11} &= \frac{I_2}{b_2} \\ D_{12} &= 0 \\ D_{33} &= \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{C_x}{b_1} + \frac{C_y}{b_2} \right) \end{aligned} \quad (15.37)$$

όπου

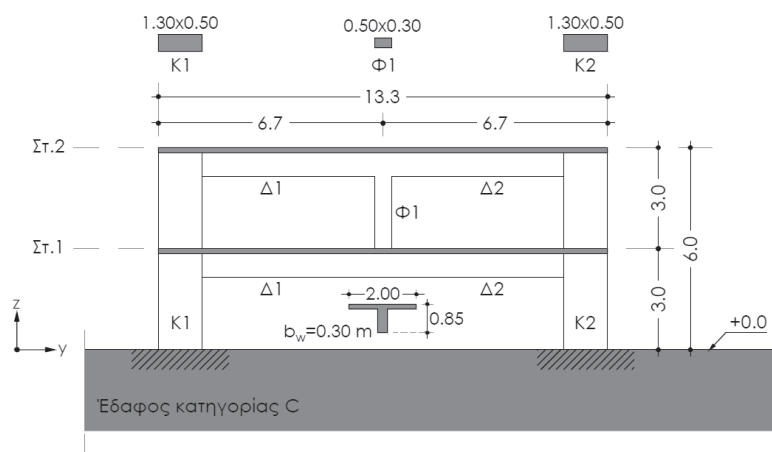
Ανάλυση για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης

16.

Δίνεται το δώροφο επίπεδο πλαίσιο του σχήματος 16.1 για το οποίο θεωρούμε ότι ισχύουν τα ακόλουθα:

- Η κατηγορία πλαστιμότητάς του θα είναι η υψηλή (DCH).
- Η κατηγορία σπουδαιότητάς του θα είναι η III.
- Η περιοχή στην οποία θα κατασκευασθεί ανήκει στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας 3.
- Κανένα δομικό στοιχείο δεν θεωρείται ως δευτερεύων.

Για την κατασκευή αυτή ζητείται (εφόσον απαιτείται) η ανάλυση για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης.



Πάχος πλακών $h = 15$ cm
 Συνολικό μόνιμο φορτίο δοκών $g = 20.0$ kN/m
 Συνολικό μεταβλητό φορτίο δοκών $q = 10.0$ kN/m
 Δεν υπάρχουν τοιχοπληρώσεις
 Σκυρόδεμα C20/25
 Χάλυβας B500 κατηγορίας C

Σχήμα 16.1 Το επίπεδο πλαίσιο του κεφαλαίου 16.

Απάντηση

16.1 Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} 3.2.1 (2)

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς (a_{gR}) στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας III είναι ίση με 0.25g NA 2.5(1) NA 4

16.2 Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i 3.2.1 (3)

Για κατασκευές που ανήκουν στην κατηγορία σπουδαιότητας III, ο συντελεστής σπουδαιότητας (γ_i) λαμβάνεται ίσος με 1.20. 4.2.5(5)A NA 2.12

όπου οι συντελεστές συνδυασμού ψ_{Ei} λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα τα μεταβλητά φορτία να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το κτίριο κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι συντελεστές αυτοί μπορεί επίσης να λάβουν υπόψη τη μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους με τα πατώματα. Υπολογίζονται από την ακόλουθη έκφραση:

$$\psi_{Ei} = \phi \cdot \psi_{2i} \quad (16.24) \quad \text{Σχέση 4.2}$$

όπου

ψ_{2i} ο συντελεστής συνδυασμού για μακροχρόνιες (οιονει-μόνιμες) μεταβλητές δράσεις. Υποθέτοντας Κατηγορία Χρήσης C είναι $\psi_{2i} = 0.6$. 4.2.4(1)A
EC0
NA Table A1.1

ϕ για την ίδια κατηγορία χρήσης, λαμβάνεται συντελεστής ϕ ίσος με 0.5 για τη στάθμη 1 και ίσος με 1.0 για τη στάθμη 2 (δώμα). Οι δύο στάθμες θεωρήθηκαν ως έχουσες μη-συσχετισμένες χρήσεις. Πίν. 4.2

Έτσι, ο συντελεστής συνδυασμού ψ_{Ei} λαμβάνει τις ακόλουθες τιμές:

$$\text{Στάθμη 1} \quad \psi_{E1} = 0.5 \cdot 0.6 = 0.3 \quad (16.25) \quad \text{Σχέση 4.2}$$

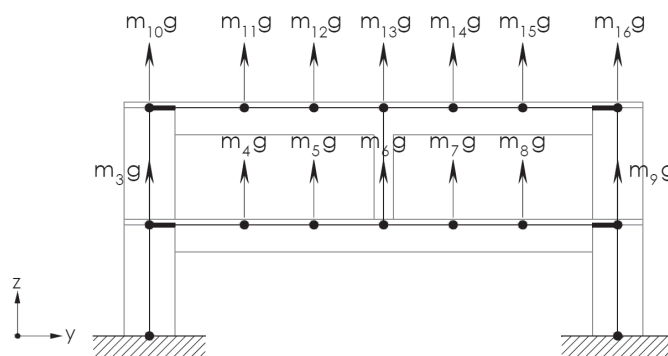
$$\text{Στάθμη 2} \quad \psi_{E2} = 1.0 \cdot 0.6 = 0.6 \quad (16.26) \quad \text{Σχέση 4.2}$$

Η μάζα m_i που αντιστοιχεί σε κάθε κόμβο i , υπολογίζεται με εφαρμογή της σχέσης 16.23 σε συνδυασμό με τις τιμές των επικόμβιων φορτίων του πίνακα 16.1. Για παράδειγμα η μάζα που αντιστοιχεί στον κόμβο 5 θα είναι:

$$m_5 = \frac{|P_{5,g}| + \psi_{E1} \cdot |P_{5,q}|}{g} = \frac{35.66 + 0.3 \cdot 17.83}{9.81} = 4.18 \text{ t} \quad (16.27)$$

Οι μάζες m_i όλων των κόμβων φαίνονται στον πίνακα 16.2.

Για την εφαρμογή της σχέσης 16.15 απαιτείται να φορτισθούν όλοι οι κόμβοι με κατακόρυφα φορτία συγκεκριμένης φοράς (π.χ. όλα κατά τα θετικά του άξονα z) και μεγέθους ίσο με $m_i \cdot g$ (σχήμα 16.7). Το επίπεδο προσομοίωμα επιλύεται για αυτή τη φορτιστική κατάσταση και υπολογίζονται οι κατακόρυφες μετακινήσεις $u_{z,i}$ που φαίνονται στον πίνακα 16.2.

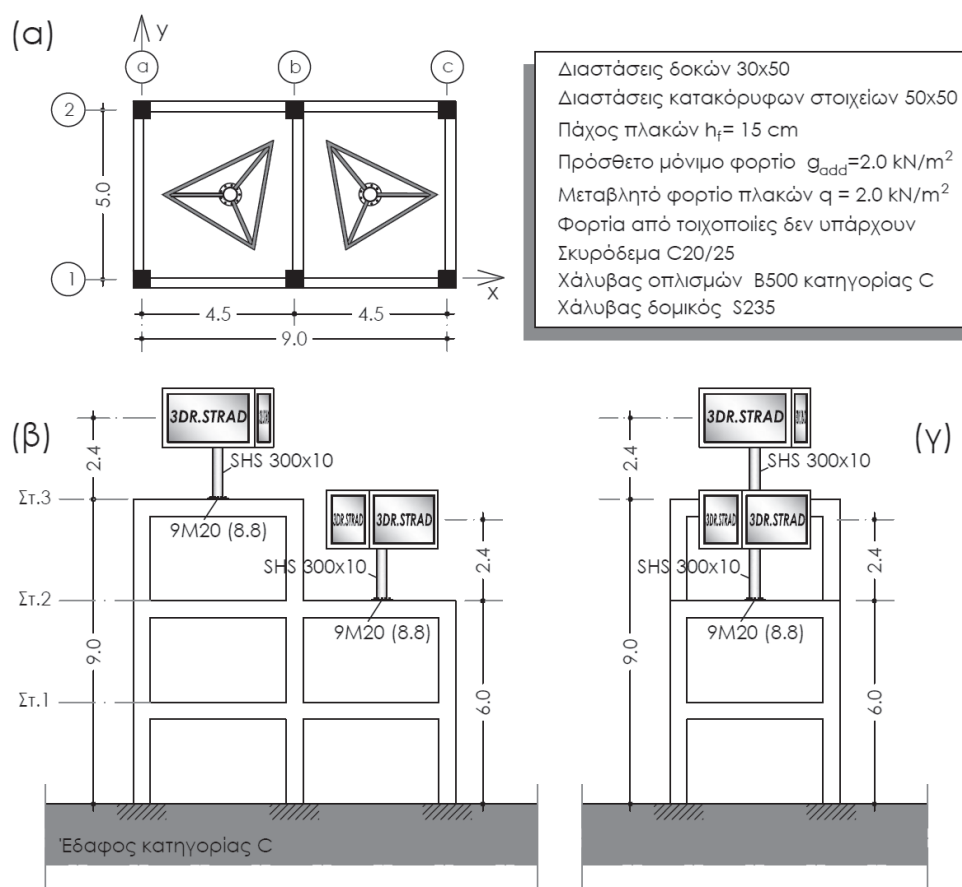


Σχήμα 16.7 Εφαρμογή των δυνάμεων $m_i \cdot g$ σε όλους τους κόμβους του επίπεδου προσομοιώματος με φορά κατά τα θετικά του άξονα z .

Δίνεται το τριώροφο κτίριο του σχήματος 17.1 το οποίο φέρει δύο διαφημιστικές πινακίδες (προσαρτήματα) στις στάθμες 2 και 3. Για την κτιριακή κατασκευή ισχύουν τα εξής:

- Η κατηγορία πλαστιμότητάς της είναι η μέση (DCM).
- Η κατηγορία σπουδαιότητάς της είναι η II.
- Η περιοχή στην οποία θα κατασκευασθεί ανήκει στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας 1.
- Οι θεμελιώδεις μεταφορικές ιδιοπεριόδοί της κατά τις διευθύνσεις x και y είναι ίσες με 0.316s και 0.283s αντίστοιχα.

Οι διαφημιστικές πινακίδες έχουν συνολικό βάρος ίσο με 550kg η κάθε μία ενώ το Κ.Β. τους θεωρούμε ότι βρίσκεται σε ύψος 2.4m από τη στάθμη έδρασή τους. Ζητείται ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού της έδρασής τους.



Σχήμα 17.1 Η κατασκευή του κεφαλαίου 17 (α) κάτω οροφής (β,γ) όψεις αξόνων 1 και c αντίστοιχα.

Απάντηση

17.1 Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}

3.2.1 (2)

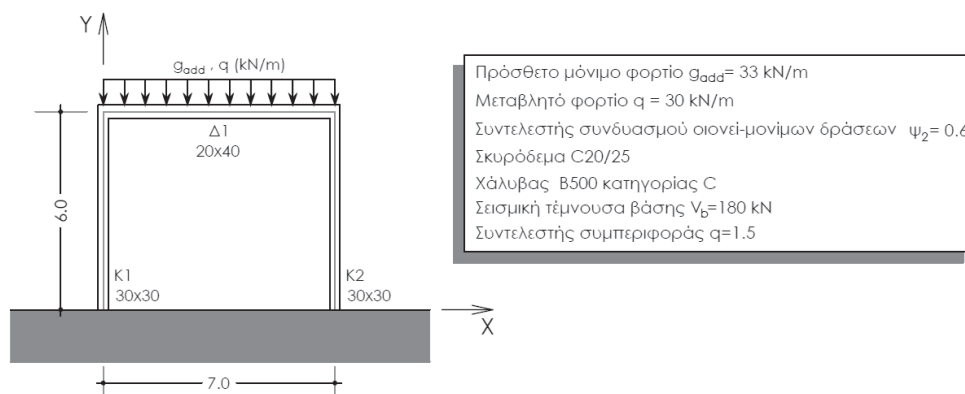
Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς (a_{gR}) στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I είναι ίση με 0.15g

NA 2.5(1)
NA 4

Ανάλυση επιπέδου πλαισίου περιλαμβανομένων των φαινομένων 2ης τάξης

18.

Δίνεται το επίπεδο πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος που φαίνεται στο σχήμα 18.1. Όλα τα δομικά του στοιχεία θεωρούνται εξαρχής ως πρωτεύοντα. Για το πλαίσιο αυτό ζητείται η ανάλυσή του με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων περιλαμβανομένης της επιρροής των φαινομένων 2ης τάξης.



Σχήμα 18.1 Το επίπεδο πλαίσιο του κεφαλαίου 18.

Απάντηση

18.1 Μέτρο Ελαστικότητας και πυκνότητα σκυροδέματος

Η χαρακτηριστική κυλινδρική αντοχή για σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 είναι ίση με 20 MPa.

EC2-1-1
Πίν.3.1

Η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι:

EC2-1-1
Πίν.3.1

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 20 + 8 = 28 \text{ MPa} \quad (18.1)$$

Το μέτρο Ελαστικότητας (επιβατική τιμή μεταξύ των τιμών $\sigma_c = 0$ και $0.4f_{cm}$) θα είναι:

EC2-1-1
3.1.3(2)

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 22 \cdot \left[\frac{28}{10} \right]^{0.3} = 30 \text{ GPa} \quad (18.2)$$

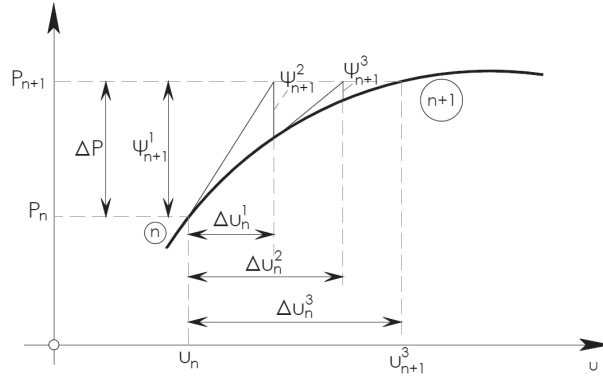
EC2-1-1
Πίν.3.1

Για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους των στοιχείων του πλαισίου χρησιμοποιείται η πυκνότητα σκυροδέματος γ_c που αντιστοιχεί σε κανονική ποσότητα οπλισμού:

EC2-1-1
Πίν.Α.1

$$\gamma_c = 24 + 1 = 25 \text{ kN/m}^3 \quad (18.3)$$

μητρώου \mathbf{K}_G απαιτείται η γνώση των εσωτερικών δυνάμεων των στοιχείων (π.χ. για την περίπτωση πεπερασμένων στοιχείων τύπου ράβδου η αξονική τους δύναμη). Είδαμε προηγουμένως ότι οι εσωτερικές δυνάμεις υπολογίζονται από τις μετακινήσεις που οφείλονται στις παραμορφώσεις των στοιχείων (u_{deform} , σχέση 18.55, σχήμα 18.6). Επομένως σε κάθε επανάληψη της Newton-Raphson απαιτούνται διαδοχικές εκτιμήσεις-διορθώσεις των μετακινήσεων-έντασης ως προς την τελευταία προσδιορισμένη θέση ισορροπίας.



Σχήμα 18.7 Γραφική απεικόνιση της μεθόδου Newton-Raphson.

Η περίπτωση κατά την οποία χρησιμοποιούνται πεπερασμένα στοιχεία τύπου δοκού, διαφέρει ως προς τα πεπερασμένα στοιχεία τύπου ράβδου που εξετάστηκαν προηγουμένως, ως προς το ότι προστίθενται και οι στροφικοί βαθμοί ελευθερίας των άκρων των στοιχείων. Αυτοί οι βαθμοί ελευθερίας δεν εμπλέκονται στην κίνηση στερεού σώματος των στοιχείων, παρά μόνο στην παραμόρφωσή τους. Το γεωμετρικό μητρώο δυσκαμψίας^{π.6} \mathbf{K}_G ενός στοιχείου τύπου δοκού στο επίπεδο, ορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\mathbf{K}_G = \mathbf{T}^T \cdot \mathbf{K}_G^N \cdot \mathbf{T} + \mathbf{K}_G^V \quad (18.62)$$

$$\mathbf{K}_G^N = q \cdot \frac{N}{30 \cdot L} \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 36 & 3 \cdot L & 0 & -36 & 3 \cdot L \\ 0 & 3 \cdot L & 4 \cdot L^2 & 0 & -3 \cdot L & -L^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -36 & -3 \cdot L & 0 & 36 & -3 \cdot L \\ 0 & 3 \cdot L & -L^2 & 0 & -3 \cdot L & 4 \cdot L^2 \end{bmatrix} \quad (18.63)$$

$$\mathbf{K}_G^V = q \cdot \frac{V}{L} \cdot \begin{bmatrix} \sin 2\varphi & -\cos 2\varphi & 0 & -\sin 2\varphi & \cos 2\varphi & 0 \\ -\cos 2\varphi & -\sin 2\varphi & 0 & \cos 2\varphi & \sin 2\varphi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin 2\varphi & \cos 2\varphi & 0 & \sin 2\varphi & -\cos 2\varphi & 0 \\ \cos 2\varphi & \sin 2\varphi & 0 & -\cos 2\varphi & -\sin 2\varphi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (18.64)$$

όπου

\mathbf{T} το μητρώο μετασχηματισμού της σχέσης 18.30.

N η αξονική δύναμη του κάθε στοιχείου. Η θλίψη λαμβάνεται

Βιβλιογραφία

- 1 Αναγνωστόπουλος Χ, Γεωργιάδης Μ, Πιπλάκης Κ (1994) Θεμελιώσεις-Αντιστηρίξεις, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Υπηρεσία Δημοσιευμάτων.
- 2 Αναστασιάδης Κ (1989) Αντισεισμικές Κατασκευές Ι. Computer Technics, Θεσσαλονίκη.
- 3 Αναστασιάδης Κ (1983) Δυναμική των Κατασκευών, τομ. Ι, ΙΙ. Εκδόσεις Π. Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- 4 Anastassiadis Κ (1993) Directions Seismiques Defavorables et Combinaisons Defavorables des Efforts, Annales de l'Ι.Τ.Β.Τ.Ρ., No512, p.82-99.
- 5 ASCE (2007) ASCE/SEI Standard 41-06, Seismic rehabilitation of existing buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VA
- 6 Bathe K-J (1996) Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice Hall Inc., New Jersey USA.
- 7 BSSC (2003) NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (FEMA Rep. 368, 369), Washington, DC
- 8 CEN (2002) European Standard EN 1990:2002 Eurocode 0: Basis of structural design. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- 9 CEN (2002) European Standard EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1:General actions – densities, self-weight, imposed loads for buildings. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- 10 CEN (2003) European Standard EN 1997-1:2003 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1:General rules. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- 11 CEN (2004a) European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- 12 CEN (2004) European Standard EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- 13 CEN (2004) European Standard EN 1998-5:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 5: Foundations, retaining structures, geotechnical aspects. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- 14 CEN (2005) European Standard EN 1998-3:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- 15 CEN (2005) European Standard EN 1998-2:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges. Comite Europeen de Normalisation, Brusells.
- 16 Chopra A (2001) Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Second Edition. Prentice Hall.
- 17 Cook R (1995) Finite Element Modelling for Stress Analysis, John Wiley & Sons, Inc.
- 18 DIN4014 (1990) Bohrpfaehle, Deutsche Norm.
- 19 Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ο.Σ. 2000). Αριθ. Δ 17α/116/4/ΦΝ 429, Φ.Ε.Κ. 1329 Β'/6-11-2000.
- 20 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000). Αριθ. Δ 17α/141/3/ΦΝ 275, Φ.Ε.Κ. 2184 Β'/20-12-1999.
- 21 Fardis Μ, Carvalho Ε, Elnashai Α, Faccioli Ε, Pinto Ρ and Plumier Ρ (2005) Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundation and retaining structures. Thomas Telford, Series Editor: Gulvanessian Η.
- 22 Fardis Μ (2009) Seismic Design, Assesment and Retrofitting of Concrete Buildings. Springer Science+Business Media.