

 ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΣΧΟΛΙΚΗΣ ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗΣ
Β' ΓΥΜΝΑΣΙΟ

Περιεχόμενα

1. Πρώτη σελίδα.....	1
2. Υπεύθυνη δήλωση.....	3
<i>Υπεύθυνη δήλωση Μηχανικού.....</i>	<i>3</i>
3. Τεχνική έκθεση προγράμματος - Διαστασιολόγηση.....	4
<i>Διαστασιολόγηση κτιριακού έργου.....</i>	<i>4</i>
4. Πλάκες ορ. -1.....	15
5. Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου.....	21
<i>Δεδομένα κτιρίου.....</i>	<i>21</i>

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

ΥΠΕΥΘΥΝΗ ΔΗΛΩΣΗ ΤΟΥ ΜΕΛΕΤΗΤΗ ΚΑΙ ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΤΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

Ο υπογεγραμμένος Διπλωματούχος βάσει του νόμιμου δικαιώματος ασκήσεως επαγγέλματος κάτοικος Οδός αριθ. τηλ. Αρ. Αστυνομικής ταυτότητας και χρονολογίας εκδόσεως εκδοθείσα υπό του παρ/τος Ασφαλείας ή Υπ/τος Χωρ/κης Αστυνομικό τμήμα . Αυξων αριθμός μητρώου του Πολεοδομικού γραφείου

ΔΗΛΩΝΩ ΥΠΕΥΘΥΝΑ

- A) Για την περίπτωση φέροντος οργανισμού από οπλισμένο σκυρόδεμα:
1. Οτι κατά την σύνταξη της μελέτης, συμμορφώθηκα πλήρως προς τον Κανονισμό για την Μελέτη και Κατασκευή Εργων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (EC 2, EN 1992), καθώς και προς τον Αντισεισμικό Κανονισμό (EC 8, EN 1998) με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα GR για Ελλάδα ή CY για Κύπρο.
 2. Οτι αναλαμβάνω την πλήρη ευθύνη για την ακρίβεια των υπολογισμών.
 3. Οτι θα προβώ έγκαιρα στην επιμελημένη σύνταξη των σχεδίων λεπτομερειών.
 4. Οτι θα συμμορφωθώ πλήρως κατά την κατασκευή προς τις διατάξεις του Κανονισμού για την Μελέτη και Κατασκευή Εργων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (EC 2, EN 1992).
 5. Οτι συνεχώς θα παρακολουθώ και θα ελέγχω την ορθή και ακριβή τοποθέτηση των οπλισμών, την στατική επάρκεια των ξυλοτύπων, την σύμφωνη προς τη μελέτη και από κάθε άποψη επιμελημένη διεξαγωγή των εργασιών σκυροδετήσεως, έχοντας πλήρη και αμέριστη την ευθύνη επί πάντων των ζητημάτων τούτων.
- B) Για την περίπτωση φέροντος οργανισμού από υλικά διαφορετικά του οπλισμένου σκυροδέματος:
1. Οτι κατά την σύνταξη της μελέτης, συμμορφώθηκα πλήρως προς τον Αντισεισμικό Κανονισμό (EC 8, EN 1998) με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα GR για Ελλάδα ή CY για Κύπρο καθώς και τους κανονισμούς (EC5, EN1995), (EC6, EN1996) για Δομική Ξυλεία και Τοιχοποιία αντίστοιχα.
 2. Οτι αναλαμβάνω την πλήρη ευθύνη για την ακρίβεια των υπολογισμών.
 3. Οτι θα προβώ έγκαιρα στην επιμελημένη σύνταξη των σχεδίων λεπτομερειών.

Ημερομηνία

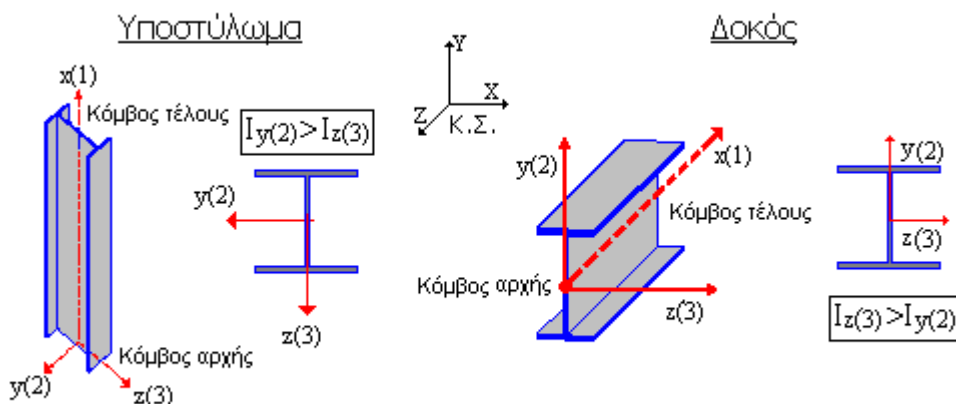
Ο μηχανικός

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

ΚΤΙΡΙΑΚΟ ΕΡΓΟ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΥΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ

• Μέθοδοι Υπολογισμού, Γενικές Αρχές

1. Άξονες



2. Προσομοίωση Δυσκαμψίας Στοιχείων Οπλισμένου Σκυροδέματος

Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής εισέρχεται εξ' αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντροτήτων των στοιχείων θεμελίωσης.

Οι καμπτικές δυσκαμψίες των στοιχείων λαμβάνονται σύμφωνα με την §4.3.1(7) του EC8-1, δηλαδή ίσες με το 1/2 της δυσκαμψίας της μη ρηγματωμένης διατομής.

Η στρεπτική δυσκαμψία των μελών λαμβάνεται ίση με το 1/10 της αντίστοιχης τιμής.

Τα στοιχεία δυσκαμψίας των μελών αναγράφονται στο κεφάλαιο «Στοιχεία - Δεδομένα κτιρίου» στους πίνακες 401.1, 402.1 για τις δοκούς και 201.1, 202.1 για τα κατακόρυφα μέλη.

3. Προσομοίωση Μαζών

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν σε παγιομένους βαθμούς ελευθερίας

4. Ελευθερίες Κίνησης*

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν σε ελαστική θεμελίωση θεωρούνται εν γένει οριζόντια παγιομένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.

5. Επιλύσεις Προσομοιώματος

Οι επιλύσεις έγιναν με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.

6. Σεισμική ανάλυση

a. Δυναμική Ανάλυση του Δομήματος, Πλήθος Ιδιομορφών

Το δόμημα επιλύεται με την δυναμική φασματική μέθοδο σύμφωνα με την §4.3.3.1 του EC8-1. Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται έχει επιλεγεί ώστε να πληρούνται τα κριτήρια της §4.3.3.1(3) του EC8-1, όπως λεπτομερώς αναφέρεται στον πίνακα «Αποτελέσματα Επίλυσης - Πίνακας μαζών ανά Ιδιομορφή» της παρούσας μελέτης.

b. Μέθοδος ανάλυσης Οριζόντιας φόρτισης - (Απλοποιημένη Φασματική ανάλυση)

Η σεισμική ανάλυση της κατασκευής συνίσταται στην εφαρμογή οριζόντιας στατικής φόρτισης σύμφωνα με την §4.3.3.2 του EC8-1. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης T1 στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις υπολογίζεται βάσει της μεθοδολογίας της §4.3.3.2(3)-(4). Σε δομήματα με τρεις ή περισσότερους ορόφους και T1 ≤ 2*Tc η σεισμική δύναμη λαμβάνεται μειωμένη κατά 15%. Βλ. EC8-1 §4.3.3.2.2(1)A

7. Κατακόρυφη Σεισμική Διέγερση, Πρόβολοι - Φυτευτά υποστυλώματα

Εφόσον συντρέχουν οι συνθήκες της §4.3.3.5.2(1) του EC8-1, λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα.

Στην περίπτωση φυτευτών υποστυλωμάτων, μεγάλου μήκους δοκών ή δοκών - προβόλων ακολουθείται η ακριβής διαδικασία της φασματικής και χωρικής επαλληλίας. Ενώ κατά τον υπολογισμό των πλακών - προβόλων, η συνεισφορά της κατακόρυφης συνιστώσας λαμβάνεται υπόψη με εφαρμογή ισοδύναμης στατικής φόρτισης.

Λεπτομέρειες αναγράφονται στο κεφάλαιο «Αποτελέσματα Επίλυσης - Φασματικές επιταχύνσεις» της παρούσας μελέτης.

• Κανονικότητα Δομήματος

1. Κανονικότητα σε κάτοψη

Ελέγχονται τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη της §4.2.3.2(6) του EC8-1. Στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» της παρούσης παρουσιάζονται για κάθε επίπεδο και σεισμική διεύθυνση, ο έλεγχος περιορισμού της στατικής εκκεντρότητας (4.1α) $e_o < 0.3*r$ και ο έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας (4.1β) $r > l_s$.

Εφόσον δεν πληρούνται τα παραπάνω κριτήρια ή τα γεωμετρικά της §4.2.3.2(2)-(5) του EC8-1, τότε το δόμημα θεωρείται **μη κανονικό σε κάτοψη** και εφόσον ο λόγος υπεραντοχής α_u/α_1 δεν καθορίζεται από **μη-γραμμική στατική ανάλυση**, τότε σύμφωνα με την §5.2.2.2(6) ή §6.3.2(4) οι προσεγγιστικές τιμές α_u/α_1 της §5.2.2.2(5) ή §6.3.1(5) απομειώνονται στον μέσο όρο αυτών και του 1.00.

2. Στρεπτική δυσκαμψία

Ειδικά στην περίπτωση που δεν πληρούται η ανίσωση (4.1β) σε κάποιο επίπεδο ή σε κάποια σεισμική διεύθυνση, τότε σύμφωνα με την EC8-1 §5.2.2.1(6) το δόμημα θεωρείται στρεπτικά εύκαμπτο.

3. Κανονικότητα καθ' ύψος

Εφόσον το δόμημα προκύπτει μη κανονικό καθ' ύψος βάσει των κριτηρίων της §4.2.3.3 του EC8-1, τότε η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q λαμβάνεται μειωμένη κατά 20%, όπως αναφέρεται στην §5.2.2.2(3) ή §6.3.2(2) του EC8-1.

Βάσει της EC8-1 §4.3.6.3.2 σε πλαίσιακα συστήματα ΚΠΥ από σκυρόδεμα ή χάλυβα εάν υπάρχει δραστική μείωση τοιχοπληρώσεων σε κάποιον όροφο συγκριτικά με τον υπερκείμενο (π.χ. πιλοτή), τότε τα σεισμικά εντατικά μεγέθη των υποστρωμάτων και των τοιχωμάτων του ορόφου αυτού μεγεθύνονται με τον συντελεστή

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{RW}}{\Delta V_{Ed}} \leq q$$

όπου ΔV_{Ed} η σεισμική τέμνουσα του ορόφου και ΔV_{RW} η μείωση της αντοχής των τοιχοπληρώσεων σχετικά με τον υπερκείμενο όροφο

Οι συντελεστές προσαύξησης εντατικών μεγεθών - η - παρουσιάζονται για κάθε όροφο και διεύθυνση σεισμικής δράσης στο κεφάλαιο «Γενικοί έλεγχοι δομήματος» της παρούσης.

Τα σεισμικά «Εντατικά μεγέθη» όπως εμφανίζονται στον ομώνυμο πίνακα της παρούσης, ενσωματώνουν τον πολλαπλασιαστή - η -

• Τυχηματικές Στρεπτικές επιδράσεις**1. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΩΝ**

Το Κέντρο Μάζας κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατεθειμένο κατά την τυχηματική εκκεντρότητα $e_{ai} = 0.05 \cdot L_i$, όπου L_i η κάθετη προς την εξεταζόμενη σεισμική διεύθυνση διάσταση του κτιρίου. Με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση, EC8-1 §4.3.2

2. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΖΕΥΓΗ / ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις καθορίζονται ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών εναλλασσόμενων ομόσημων στρεπτικών ζευγών ίσων με $e_{ai} \cdot F_i$, όπου F_i είναι το οριζόντιο φορτίο του ορόφου i , όπως αυτό προκύπτει από κατανομή καθ' ύψος της τέμνουσας βάσης σύμφωνα με την EC8-1 §4.3.3.2.3

Σε πλαίσιακα συστήματα ΚΠΥ, όπου οι τοιχοπληρώσεις δεν είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες σε κάτοψη, η μη κανονικότητα αυτή λαμβάνεται υπόψη με διπλασιασμό της τυχηματικής εκκεντρότητας e_{ai} . EC8-1 §4.3.6.3.1

Οι τιμές της τυχηματικής εκκεντρότητας, που υιοθετούνται στην ανάλυση αναγράφονται ανά όροφο και διεύθυνση σεισμικής δράσης στο Κεφάλαιο «Γενικοί έλεγχοι δομήματος» - «Συνοπτικά δεδομένα μελέτης».

• Οριακή Κατάσταση αστοχίας**1. Επιδράσεις 2ας Τάξεως Ρ-Δ - Δείκτες Σχετικής Μεταθετότητας θ**

Υπολογίζονται και παρουσιάζονται με μορφή πίνακα στο Κεφάλαιο «Γενικοί έλεγχοι δομήματος - Φαινόμενα 2ας τάξης» οι δείκτες σχετικής μεταθετότητας του δομήματος θ ανά όροφο και για κάθε εξεταζόμενη σεισμική διεύθυνση.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_i}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

Για τιμές του $\theta > 0.1$ γίνεται επαύξηση της αντίστοιχης σεισμικής δράσης σύμφωνα με την EC8-1 §4.4.2.2(3), ενώ το θ δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.30 σε καμία περίπτωση.

Η σεισμική συνιστώσα των εντατικών μεγεθών, που εμφανίζονται στους πίνακες της παρούσης, είναι επαυξημένη λόγω φαινομένων Ρ-Δ

2. Εξασφάλιση γενικής και τοπικής πλαστιμότητας

- Σχετικά με την «Αποφυγή σχηματισμού πλαστικού μηχανισμού μαλακού ορόφου» EC8-1 §4.4.2.3(3) βλ. τη σχετική παράγραφο στα Υποστρώματα «Ικανοτικός έλεγχος κόμβων»
- Σχετικά με την «Αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας» EC8-1 §4.4.2.3(7) βλ. παραγράφους της παρούσης περί Ικανοτικής Τέμνουσας
- Σχετικά με την «Αντοχή των θεμελιώσεων» EC8-1 §4.4.2.6 βλ. σχετική ανάλυση της παρούσης περί θεμελιώσεων.

3. Μέγεθος Σεισμικού Αρμού

Ο σεισμικός αρμός εκτιμάται σύμφωνα με την EC8-1 §4.4.2.7 από το μέγεθος $ds = q \cdot de$. Το μέγεθος de υπολογίζεται βάσει της EC8-1 §4.3.4 και αντιστοιχεί στην μέγιστη μετακίνηση σε κάθε επίπεδο, όπως προσδιορίζεται από γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα σχεδιασμού, ενώ στην διαμόρφωσή της τιμής της έχουν ληφθεί υπόψη και οι στρεπτικές επιδράσεις της σεισμικής δράσης.

Ο σεισμικός αρμός αναγράφεται για κάθε επίπεδο και διεύθυνση σεισμικής δράσης στον σχετικό πίνακα των «Γενικών ελέγχων δομήματος».

Η ελάχιστη απόσταση της κατασκευής από τη γραμμή ιδιοκτησίας προκύπτει βάσει του μεγέθους του σεισμικού αρμού συνεκτιμώντας και τις προβλέψεις των EC8-1 §4.4.2.7(2)-(3)

• Έλεγχοι Οριακής Κατάστασης Περιορισμού Βλαβών (Ο.Κ.Π.Β.) Οργανισμού πλήρωσης

Η μέση **γωνιακή παραμόρφωση** dr/h του ορόφου παρουσιάζεται στον σχετικό πίνακα των «Γενικών ελέγχων δομήματος» για κάθε σεισμική διεύθυνση και ελέγχεται με τα όρια της §4.4.3.2(1) (α), (β) ή (γ) του EC8-1 ανάλογα με τον τύπο των μη φερόντων στοιχείων.

Η τιμή της μέσης σχετικής μετακίνησης dr υπολογίζεται βάσει της EC8-1 §4.4.2.2(2), ενώ η αναγραφόμενη τιμή dr/h είναι πολλαπλασιασμένη με τον συντελεστή ν (βλ. EC8-1 §4.4.2.2(2))

• Συντελεστής συμπεριφοράς q **1. Οπλισμένο σκυρόδεμα**

Η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 διαμορφώνεται βάσει της EC8-1 §5.2.2 λαμβάνοντας υπόψη την Κατηγορία Πλαστιμότητας, την δυστρεψία του δομήματος [EC8-1 §5.2.2.1(4)A-(6)], το στατικό σύστημα, το οποίο καθορίζεται από το ποσοστό τέμνουσας δύναμης η που αναλαμβάνουν τα πλάσιμα τοιχώματα [EC8-1 §5.1.2], και την κανονικότητα καθ' ύψος [EC8-1 §5.2.2.2(3)].

2. Δομικός χάλυβας

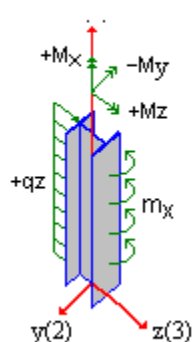
Η τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q διαμορφώνεται βάσει της EC8-1 §6.3.2 λαμβάνοντας υπόψη την Κατηγορία Πλαστιμότητας, τον στατικό τύπο (πιν. 6.2) και την κανονικότητα καθ' ύψος [EC8-1 §6.3.2(2)].

Ο λόγος υπεραντοχής $au/a1$ μπορεί να ελέγχεται από μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover), διαφορετικά λαμβάνονται κατά περίπτωση οι τιμές της EC8-1 §5.2.2.2(2)-(5) ή EC8-1 §6.3.1(5) λαμβάνοντας υπόψη την κανονικότητα σε κάτοψη του δομήματος [EC8-1 §5.2.2.2(6) ή §6.3.2(4)]

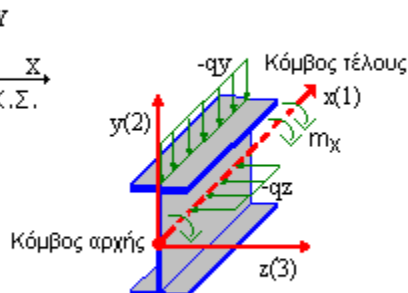
• Ανάλυση του Δομήματος

1. Φορτίσεις

Υποστυλώμα



Δοκός



Γίνεται επίλυση του χωρικού προσομοιώματος για τις εξής φορτίσεις:

Φ1	Στατική Φόρτιση	=	Μόνιμες δράσεις - ΦΟΡΤΙΣΗ G
Φ2	Στατική Φόρτιση	=	Μεταβλητές δράσεις - ΦΟΡΤΙΣΗ Q
Φ3	Στατική Φόρτιση	=	Δυσμενής μεταβλητή δράση A - QA (εάν υπάρχει)
Φ4	Στατική Φόρτιση	=	Δυσμενής μεταβλητή δράση B - QB (εάν υπάρχει)
Φ5	Στατική Φόρτιση	=	Δυσμενής μεταβλητή δράση C - QC (εάν υπάρχει)
Φ6	Στατική Φόρτιση	=	Δυσμενής μεταβλητή δράση D - QD (εάν υπάρχει)
Φ7	Στατική Φόρτιση	=	Δυσμενής μεταβλητή δράση E - QE (εάν υπάρχει)
Φ8	Στατική Φόρτιση	=	Οιονεί μόνιμα φορτία G + ψ2*Q

Ακολουθούν οι λοιπές φορτίσεις όπως περιγράφονται στους πίνακες 808, 809, 815

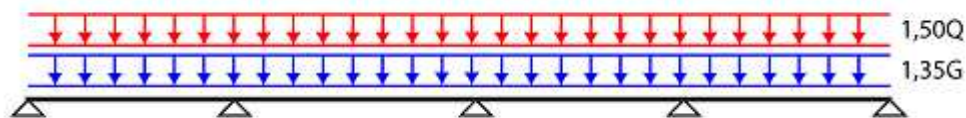
Φ9	1η Λοιπή φόρτιση
Φ10	2η Λοιπή φόρτιση
Φ11	κλπ...

Σημείωση:

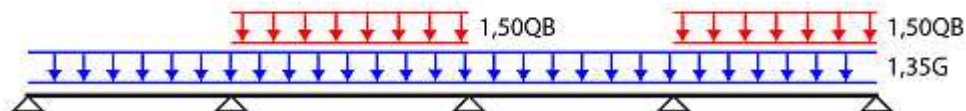
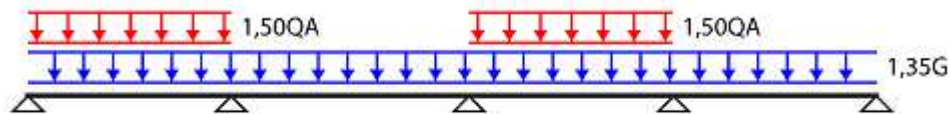
Οι φορτίσεις QA, QB παράγονται από την εναλλάξ φόρτιση ανοιγμάτων με το μεταβλητό φορτίο σχεδιασμού βάσει της EC2-1-1 §5.1.3(1)A(a) ή EC3-1-1 παράρτ. AB.2(1)B(a), ώστε να προκύψει η κρίσιμη εντατική κατάσταση για το άνοιγμα (θετικές ροπές) της δοκού.

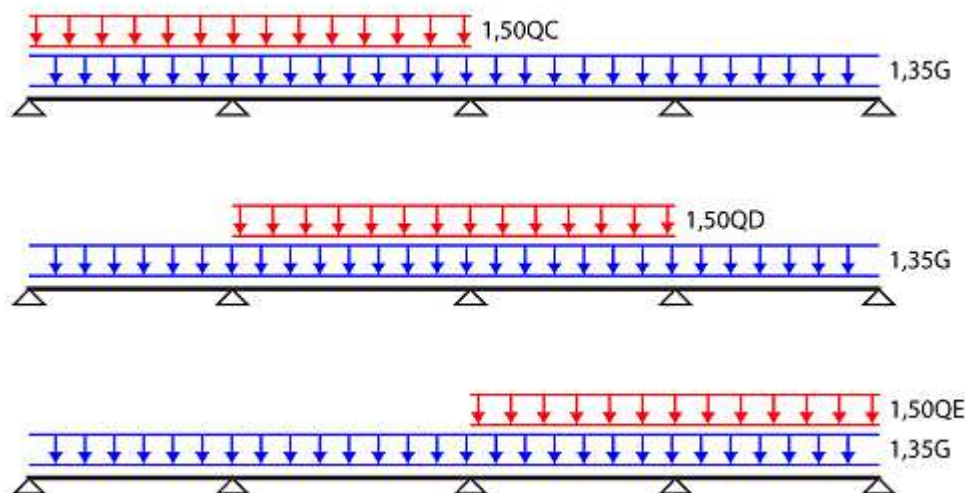
Οι φορτίσεις QC, QD, QE παράγονται από την εναλλάξ φόρτιση δύο συνεχόμενων ανοιγμάτων με το μεταβλητό φορτίο σχεδιασμού βάσει της EC2-1-1 §5.1.3(1)A(a) ή EC3-1-1 παράρτ. AB.2(1)B(a), ώστε να προκύψει η κρίσιμη εντατική κατάσταση στην στήριξη (αρνητικές ροπές) της δοκού.

Όλα τα ανοίγματα



Εναλλασσόμενα ανοίγματα



Γειτονικά ανοίγματα**2. Ατέλειες φορέα σε κατασκευές από δομικό χάλυβα**

Σύμφωνα με EC3-1-1, §5.3, η επιρροή των ατελειών λαμβάνεται υπόψη για τον υπολογισμό των φορέων με την παραδοχή ισοδύναμων γεωμετρικών ατελειών με τη μορφή αρχικών κλίσεων Φ . Οι ατέλειες του φορέα λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση ως επιπλέον δράσεις και ισοδυναμούν με αρχική πλευρική μετατόπιση. Οι αρχικές ατέλειες πλευρικής μετατόπισης υπολογίζονται για κάθε κατεύθυνση (0,90, 180, 270 μοίρες), δεν συνδυάζονται μεταξύ τους, αλλά εφαρμόζονται ομόφορα με άλλες οριζόντιες φορτίσεις (π.χ. άνεμος) ώστε να δυσμενοποιείται το τελικό αποτέλεσμα.

3. Συνδυασμοί Φορτίσεων για διαστασιολόγηση ΟΚΑ και ΟΚΛ**Συνδυασμοί για έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας**

ΣΦ	<p>Θεμελιώδεις συνδυασμοί Δράσεων: [EC0 §6.4.3.2]</p> <p>Ελέγχεται:</p> <p>είτε ο συνδυασμός EC0 (6.10)</p> $\gamma G * G + \gamma_{q1} * Q1 + \sum(\gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Qi) \dots i > 1$ <p>είτε οι συνδυασμοί EC0 (6.10a) και (6.10β)</p> $\gamma G * G + \sum(\gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Qi) \dots i \geq 1 \text{ (6.10a)}$ $\xi * \gamma G * G + \gamma_{q1} * Q1 + \sum(\gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Qi) \dots i > 1 \text{ (6.10β)}$ <p>(όπου στον συνδυασμό (6.10β) η επίδραση των δυσμενών μόνιμων δράσεων G λαμβάνεται απομειωμένη)</p> <p>Εάν εξετάζονται δυσμενείς μεταβλητές δράσεις, ως Q1 ορίζονται διαδοχικά οι φορτίσεις Q, QA και QB (1-3 συνδυασμοί)</p> <p>Η επιλογή μεταξύ των εναλλακτικών συνδυασμών (6.10) και (6.10a)-(6.10β) καθώς και η τιμή του μειωτικού συντελεστή ξ παρουσάζονται στις «Παραδοχές μελέτης»</p> <p>Οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων γ_g και $\gamma_q \cdot \psi$ κάθε στατικής φόρτισης φαίνονται στα «Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου» πίνακας 816</p>
ΣΣ	<p>Σεισμικοί συνδυασμοί: $G + Ej + \psi 2 * Q$ [EC0 §6.4.3.4]</p> <p>Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης καθορίζονται συνυπολογίζοντας τη μάζα, που συνδέεται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό $G + \psi 2 * \phi * Q$ (EC8-1 §3.2.4 - §4.2.4)</p> <p>Οι επιμέρους τιμές των $\psi 2$ και ϕ αναγράφονται ανά όροφο στο Κεφάλαιο «Δεδομένα Κτιρίου», Στοιχεία Ορόφων.</p>

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΩΝ - Λαμβάνονται οι ακόλουθοι Σεισμικοί Συνδυασμοί $G + Ej + \psi 2 * Q$

ΣΣ:+x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (μετακίνηση μάζας κατά + X)
ΣΣ:+x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (μετακίνηση μάζας κατά + X)
ΣΣ:+z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (μετακίνηση μάζας κατά + Z)
ΣΣ:+z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (μετακίνηση μάζας κατά + Z)
ΣΣ:-x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (μετακίνηση μάζας κατά - X)
ΣΣ:-x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (μετακίνηση μάζας κατά - X)
ΣΣ:-z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (μετακίνηση μάζας κατά - Z)
ΣΣ:-z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (μετακίνηση μάζας κατά - Z)

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΖΕΥΓΗ - Λαμβάνονται οι ακόλουθοι Σεισμικοί Συνδυασμοί $G + Ej + \psi 2 * Q$

ΣΣ1	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°
ΣΣ2	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°

Η τελική τιμή της σεισμικής έντασης προκύπτει προσθαφαιρώντας κατάλληλα την περιβάλλουσα των τυχηματικών στρεπτικών επιδράσεων στα εντατικά μεγέθη της δυναμικής ανάλυσης ώστε να δυσμενοποιείται το υπό εξέταση μέγεθος.

ΑΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (ή ανάλυση οριζόντιας φόρτισης)

Λαμβάνονται οι ακόλουθοι Σεισμικοί Συνδυασμοί $G + Ej + \psi 2 * Q$

ΣΣ:+x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (εκκεντρότητα + X)
ΣΣ:+x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (εκκεντρότητα + X)
ΣΣ:+z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (εκκεντρότητα + Z)
ΣΣ:+z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (εκκεντρότητα + Z)
ΣΣ:-x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (εκκεντρότητα - X)
ΣΣ:-x	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (εκκεντρότητα - X)

ΣΣ:-z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (εκκεντρότητα - Z)
ΣΣ:-z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (εκκεντρότητα - Z)

Συνδυασμοί για έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

ΣΦ	Χαρακτηριστικός συνδυασμός: $G + Q_1 + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_i)$ [EC0 §6.5.3(2)a)]
	Για έλεγχο επιτρεπόμενων τάσεων χάλυβα και σκυροδέματος
	Οιονεί μόνιμος συνδυασμός: $G + \psi_{2i} \cdot Q_i$ - [EC §6.5.3(2)γ]
	Για έλεγχο ρηγμάτωσης και έλεγχο βέλους

4. Ιδιοπερίοδοι T - Φασματική απόκριση

Οι τιμές των ιδιοπεριόδων T του δομήματος, των δεδομένων του φάσματος (σεισμική ζώνη, συντ. συμπεριφοράς, σπουδαιότητα, εδαφικός τύπος κλπ) καθώς και οι φασματικές επιταχύνσεις $S_d(T)$, όπως αυτές προκύπτουν βάσει της EC8-1 §3.2.2, αναγράφονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο «Αποτελέσματα Επίλυσης» - «Ανάλυση φασματικής απόκρισης» και «Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις».

ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΦΟΡΤΙΣΗ ΕΚΤΥΠΩΝΟΝΤΑΙ ΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ, Ο ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΔΙΑΜΗΚΗΣ και ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ και τελικά εφαρμόζονται τα μέγιστα λαμβάνοντας υπόψη και τις διατάξεις όπλισης των κανονισμών.

• Διαστασιολόγηση Δομικών Μελών**• Οπλισμένο σκυρόδεμα****• Κύριες (ή πρωτεύουσες) Δοκοί****1. Αντοχή σε Κάμψη**

Για τη διαστασιολόγηση των δοκών σε κάμψη συνεκτιμάται και ο συνεργαζόμενος εφελκόμενος οπλισμός της πλάκας. Βλ. EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.1.1 και ΚΠΥ-§5.5.3.1.1

Προσμετράται ο οπλισμός της πλάκας που βρίσκεται διατεταγμένος σε πλάτος b_{eff} , το οποίο λαμβάνεται σύμφωνα με το σχήμα 5.5 του EC8-1

Εφαρμόζεται πάντα εντός του συνδετήρα ο βάσει κανονισμού ελάχιστος οπλισμός $\rho_{l,min}$ ή το 75% του απαιτούμενου εφελκόμενου οπλισμού.

2. Γραμμική ανάλυση με Περιορισμένη Ανακατανομή

Η καμπτική ένταση σχεδιασμού συνεχών δοκών στην ΟΚΑ προκύπτει από περιορισμένη ανακατανομή των ροπών κάμψης της ανάλυσης. Βλ. EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.2.1(1)Α ή ΚΠΥ §5.5.2.1(2)Α και EC2-1-1 §5.5.

Εξασφάλιση ισορροπίας των ανακατανεμημένων ροπών με τα εφαρμοζόμενα φορτία

- Στις στατικές φορτίσεις υποβιβάζονται οι αρνητικές ροπές στήριξης με ισόποση αύξηση των ροπών ανοίγματος

- Στις σεισμικές φορτίσεις και **για κάθε διεύθυνση της οριζόντιας δράσης το άθροισμα των ροπών στηρίξεων κατά μήκος της δοκοσειράς πριν και μετά την ανακατανομή παραμένει σταθερό.**

- Οι ροπές σχεδιασμού των υποστυλωμάτων είναι οι μέγιστες που προκύπτουν από την ανάλυση και από την ισορροπία με τις ανακατανεμημένες ροπές των δοκών. Βλ. EC2-1-1 §5.3.2.2(3).

Το βάθος της θλιβόμενης ζώνης χ_u μετά την ανακατανομή περιορίζεται ώστε να πληρούται η συνθήκη EC2-1-1 (5.10):

$$\delta > 0.44 + \frac{1.25 \cdot \chi_u}{d}$$

όπου $\delta > 0,7$ το ποσοστό της ανακατανομής.

Η ανακατανεμημένη ροπή σχεδιασμού, το ποσοστό ανακατανομής δ , καθώς και το βάθος της θλιβόμενης ζώνης χ_u μετά την ανακατανομή παρουσιάζονται για κάθε θέση διαστασιολόγησης και κάθε φόρτιση στον σχετικό πίνακα της παρούσης. Επίσης για κάθε δοκοσειρά εκτυπώνονται και τα διαγράμματα περιβαλλουσών των ροπών πριν και μετά την ανακατανομή.

Επιπρόσθετα, πραγματοποιείται «Φόρτιση υποστυλωμάτων με τις ροπές ανακατανομής των δοκών», ώστε να εξασφαλίζεται η ισορροπία των πλαισίων. Βλ. EC2-1-1 §5.3.2.2(3) και την παράγραφο της παρούσης σχετικά με τον ικανοτικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη.

3. Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας

Οι λεπτομέρειες όπλισης των κρίσιμων περιοχών κύριων δοκών διαμορφώνονται κατάλληλα ώστε να εξασφαλίζεται **τοπική πλαστιμότητα** [EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.1.2 και ΚΠΥ-§5.5.3.1.3], ειδικότερα:

- Σε όλο το μήκος της δοκού τοποθετείται ελάχιστος εφελκόμενος οπλισμός που δίδεται από την EC8-1 (5.12)
- Στη θλιβόμενη περιοχή τοποθετείται οπλισμός που υπερβαίνει το μισό του εφαρμοζόμενου εφελκόμενου, πλέον του απαιτούμενου θλιβόμενου στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
- Ο τοποθετούμενος οπλισμός ρ' στη θλιβόμενη ζώνη διαμορφώνεται ώστε να καλύπτεται η απαίτηση μη υπέρβασης του μέγιστου εφελκόμενου οπλισμού που δίδεται στην EC8-1 (5.11)

$$\rho_{max} = \rho' + 0.0018 \cdot \frac{f_{cd}}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{syd} \cdot f_{yd}}$$
- Το μέγιστο βήμα των συνδετήρων s στις κρίσιμες περιοχές δεν υπερβαίνει το όριο που δίδεται στις EC8-1 ΚΠΜ (5.13) & ΚΠΥ (5.29)

4. Αποφυγή ψαθυρής αστοχίας - Τέμνουσα σχεδιασμού

Η αντοχή σε διάτμηση ελέγχεται με την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με τις ΚΠΜ-§5.4.2.2 και ΚΠΥ-§5.5.2.1 από τις ροπές αντοχής M_{Rb} στα άκρα της δοκού, ενώ στον υπολογισμό της M_{Rb} συνεισφέρει και ο συνεργαζόμενος εφελκόμενος οπλισμός της πλάκας. Στις δοκούς στη Υψηλή Κ.Π. τοποθετείται δισδιαγώνιος οπλισμός εάν απαιτείται βάσει της EC8-1 §5.5.3.1.2(3). Ο οπλισμός αυτός περιγράφεται στους «Οπλισμούς διάτμησης» της παρούσης.

5. Αγκύρωση ράβδων - Αποφυγή αστοχίας συνάφειας

Για την αποφυγή αστοχίας συνάφειας των ράβδων που διέρχονται μέσω κόμβου δοκού - υποστυλώματος η διάμετρός τους d_{bl} περιορίζεται ώστε να πληρούνται οι εκφράσεις EC8-1 (5.50a) και (5.50b) αντίστοιχα για εσωτερικό και εξωτερικό κόμβο. EC8-1 §5.6.2.2(2)Α

- εσωτερικός κόμβος (5.50a)

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm} \cdot \frac{1+0,8 \cdot v_d}{1+0,75 \cdot k_d \cdot \rho / \rho_{max}}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}}$$

b. εξωτερικός κόμβος (5.50b)

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d)$$

Στο σχετικό πίνακα του παρόντος παρουσιάζονται συγκεντρωτικά κατά μήκος της δοκοσειράς και για κάθε κόμβο η μέγιστη επιτρεπόμενη διάμετρος $d_{bl,max}$ για τη δεδομένη διάσταση h_c και ανηγμένη αξονική δύναμη v_d του υποστυλώματος.

• **Κύρια (ή πρωτεύοντα) Υποστυλώματα**1. **Αποφυγή σχηματισμού μαλακού ορόφου - Ικανοτικός σχεδιασμός σε κάμψη**

Πραγματοποιείται Ικανοτικός έλεγχος κόμβων σε κτίρια με τρεις ή περισσότερους ορόφους και στις διευθύνσεις που χαρακτηρίζονται ως πλαισιωτά ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά. Σε διώροφα κτίρια γίνεται ικανοτικός έλεγχος κόμβων στην περίπτωση που το μέγιστο ανηγμένο θλιπτικό αξονικό φορτίο v_d των υποστυλωμάτων του ισογείου υπερβαίνει το 0.30. Βλ. EC8-1 §4.4.2.3, ενώ για την κατάταξη των στατικών συστημάτων βλ. EC8-1 §5.2.2.1(4)Α - (6)

- Τα κριτήρια εφαρμογής του ικανοτικού σχεδιασμού σε κάμψη των §4.4.2.3(4) και §5.2.3.3(2)(β) και συγκεκριμένα, ο λόγος η της τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα ως προς την συνολική, καθώς και η μέγιστη ανηγμένη αξονική δύναμη των κατακόρυφων μελών v_d του ορόφου βάσης παρουσιάζονται στο κεφάλαιο «Γενικοί έλεγχοι δομήματος» της παρούσης.
- Σε κάθε κόμβο, για κάθε διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης υπολογίζονται τα αθροίσματα των ροπών υπεραντοχής των δοκών 1,3*ΣMRb και διανέμονται στα συντρέχοντα υποστυλώματα.

Η ροπή αντοχής της δοκού MRb διαμορφώνεται **συνυπολογίζοντας και τον συνεργαζόμενο εφελκυσμένο οπλισμό της πλάκας**. Βλέπε EC8-1 §5.2.3.3(3) και την παράγραφο «Αντοχή σε Κάμψη δοκών» της παρούσης.

Η ικανοτική ροπή σε συνδυασμό με την ταυτόχρονη αξονική και την εγκάρσια καμπτική ένταση αποτελούν την ένταση σχεδιασμού του υποστυλώματος.

Στον σχετικό πίνακα της παρούσης παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα της διανομής των ροπών υπεραντοχής των δοκών 1.3*ΣMRb στα υποστυλώματα και στις διευθύνσεις που ορίζονται από τους τοπικούς άξονες των υποστυλωμάτων.

Επιπλέον, στον ίδιο πίνακα δίδεται πληροφοριακά και ο μεγεθυντικός συντελεστής της ροπής σχεδιασμού α_{cd} , όπως αυτός προκύπτει από την παραπάνω διαδικασία.

Επιπρόσθετα, πραγματοποιείται «Φόρτιση υποστυλωμάτων με τις ροπές ανακατανομής των δοκών», ώστε να εξασφαλίζεται η ισορροπία των πλαισίων. Βλ. EC2-1-1 §5.3.2.2(3).

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον ομώνυμο πίνακα με την έννοια της επαύξησης των ροπών σχεδιασμού των υποστυλωμάτων. Βλ. και τη σχετική με την «Ανακατανομή ροπών δοκών» παράγραφο της παρούσης.

2. **Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας**

Για την εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας, στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων:

- Υπολογίζεται και τοποθετείται (όταν απαιτείται) ο αναγκαίος οπλισμός περίσφιγξης σύμφωνα με την EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.2.2 ή την ΚΠΥ-§5.5.3.2.2. Το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης αναγράφεται μαζί με τις άλλες λεπτομέρειες του υπολογισμού των υποστυλωμάτων των ορόφων, στον πίνακα «Οπλισμοί Διάτμησης».
- Το μέγιστο βήμα των συνδετήρων s δεν υπερβαίνει το όριο που δίδεται στις EC8-1 ΚΠΜ (5.18) ή ΚΠΥ (5.32)
- Η απόσταση b_i των εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων δεν υπερβαίνει τα όρια των EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.2.2(11)β ή ΚΠΥ-§5.5.3.2.2(12)γ

3. **Αποφυγή ψαθυρής αστοχίας - Τέμνουσα σχεδιασμού**

Η αντοχή σε διάτμηση ελέγχεται με την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με ΚΠΜ-§5.4.2.3 και ΚΠΥ-§5.5.2.23, από τις ροπές αντοχής MRb στα άκρα του μέλους

Σε πλαισιακά συστήματα ΚΠΥ, τα υποστυλώματα εξασφαλίζονται έναντι των τοπικών επιδράσεων, που οφείλονται στην αλληλεπίδραση πλαισίου - τοιχοπληρώσεων. Βλ. EC8-1 §4.3.6.1(1)Α - §4.3.6.2(4)Α. Συγκεκριμένα, ο ικανοτικός σχεδιασμός έναντι τέμνουσας όπως περιγράφεται στην EC8-1 §5.5.2.2 πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τις σχετικές προβλέψεις της EC8-1 §5.9 για τοιχοπληρώσεις που είτε διακόπτονται καθ' ύψος, είτε είναι μονόπλευρες.

4. **Κοντά υποστυλώματα**• **Αποφυγή ψαθυρής αστοχίας**

Διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας των θέσει Κοντών υποστυλωμάτων.

Σε πλαισιακά συστήματα ΚΠΥ και σε θέσεις όπου η τοιχοπληρώσεις διακόπτονται καθ' ύψος του υποστυλώματος, καθιστώντας το θέσει κοντό υποστυλώμα, η εξασφάλιση του μέλους έναντι ψαθυρής διατμητικής αστοχίας επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό έναντι τέμνουσας (EC8-1 §5.5.2.2), ενώ λαμβάνονται υπόψη και οι σχετικές προβλέψεις της EC8-1 §5.9(2).

• **Εξασφάλιση ελαστικής συμπεριφοράς**

Σε υποστυλώματα με μικρό λόγο διάτμησης ($\alpha_s = M/(V \cdot h) < 2,0$) διαμορφώνεται τέτοιος οπλισμός, ώστε είτε να εξασφαλίζεται η ελαστική απόκριση του μέλους, είτε να εξασφαλίζεται η αστοχία του υποστυλώματος μετά από αυτήν των δοκών. Για το σκοπό αυτό η σεισμική ροπή προσαυξάνεται με το συντελεστή **q/1.50** ή αντίστοιχα πραγματοποιείται ικανοτικός έλεγχος κόμβου.

• **Κόμβοι Δοκού - Υποστυλώματος**1. **Διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης**

Εξασφαλίζεται η **ακεραιότητα κόμβων** Κύριων δοκών - Υποστυλωμάτων με κατάλληλη διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης του υποστυλώματος εντός του κόμβου (βήμα συνδετήρων, εγκάρσια απόσταση διαμήκων ράβδων) σύμφωνα με την EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.3 ή ΚΠΥ-§5.5.3.3(7)-(9)

Ειδικά για ΚΠΥ υπολογίζεται εγκάρσιος (συνδετήρες) και κατακόρυφος (διαμήκεις ράβδοι) οπλισμός περίσφιγξης κόμβου σύμφωνα με EC8-1 §5.5.3.3(3)-(6)

Οι παραπάνω έλεγχοι παρουσιάζονται για τους κόμβους Δοκού - Υποστυλώματος συγκεντρωτικά για κάθε δοκοσειρά στον πίνακα «Έλεγχος διάτμησης κόμβου» της παρούσης

Σε περίπτωση που ο εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες), που υπολογίζεται παραπάνω προκύψει καθοριστικός για την όπλιση του υποστυλώματος, αυτό σημαίνεται με το σύμβολο «κπ» στον πίνακα υπολογισμού του οπλισμού διάτμησης.

2. **Αντοχή του λοξού θλιπτήρα**

Για ΚΠΥ ελέγχεται η αντοχή του **λοξού θλιπτήρα** σκυροδέματος, που δημιουργείται στον πυρήνα του κόμβου [EC8-1 §5.5.3.3(2))]

• Πλάστιμα Τοιχώματα.

Σύμφωνα με τις §9.6.1 του EC2-1-1 και §5.1.2 του EC8-1, ένα κατακόρυφο στοιχείο θεωρείται τοίχωμα όταν ο λόγος των πλευρών του (l_w/b_w) > 4.

1. Περιβάλλουσα Ροπή

Η καμπτική ένταση σχεδιασμού Πλάστιμων Τοιχωμάτων με $h_w/l_w > 2$ προκύπτει από την περιβάλλουσα των ροπών κάμψης της ανάλυσης με κατακόρυφη μετατόπιση. «Κοντά» τοιχώματα ($h_w/l_w \leq 2$) σχεδιάζονται έναντι κάμψης με τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Βλ. EC8-1 §5.4.2.4(4)A-(5) ή §5.5.2.4.1(4)A-(5) και §5.5.2.4.2

2. Περιβάλλουσα Τεμνουσών

Οι τέμνουσες δυνάμεις της ανάλυσης πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή ϵ , ο οποίος για ΚΠΜ λαμβάνεται ίσος με 1.5, ενώ για ΚΠΥ προσδιορίζεται βάσει της (§5.25). Εφόσον συντρέχουν οι προϋποθέσεις της ΚΠΜ-§5.4.2.4(8) ή αντίστοιχα της ΚΠΥ-§5.5.2.4.2(8), τότε χρησιμοποιείται η περιβάλλουσα σχεδιασμού τέμνουσων δυνάμεων του EC8-1 σχ. 5.4 Η τέμνουσα σχεδιασμού στο υπόγειο τμήμα Πλάστιμων Τοιχωμάτων υπολογίζεται σύμφωνα με την §5.8.1(3). Για «κοντά» τοιχώματα ΚΠΥ η τέμνουσα δύναμη από την ανάλυση αυξάνεται σύμφωνα με την §5.5.2.4.2(2)

Στην παράγραφο «Διαγράμματα τοιχωμάτων» της παρούσης παριστάνεται γραφικά η περιβάλλουσα ροπών και τεμνουσών των τοιχωμάτων, όπως προκύπτει από την παραπάνω διαδικασία

3. Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας

Οι κρίσιμες περιοχές Πλάστιμων οπλίζονται για εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας. Για το λόγο αυτό διαμορφώνονται ενισχυμένα -περισφιγμένα- άκρα βάσει των ΚΠΜ-§5.4.3.4.2 ή ΚΠΥ-§5.5.3.4.5

4. Αντοχή σε Διάτμηση

Η αντοχή σε διάτμηση Πλάστιμων Τοιχωμάτων προσδιορίζεται για **ΚΠΜ** βάσει της §5.4.3.1.1

Ειδικά για Πλάστιμα τοιχώματα **ΚΠΥ** ελέγχεται η **διαγώνια εφελκυστική αντοχή του κορμού λόγω διάτμησης** βάσει της §5.5.3.4.3 και προσδιορίζεται ο εγκάρσιος και κατακόρυφος οπλισμός κορμού. Η αντοχή του κορμού έναντι διαγώνιας θλιπτικής αστοχίας ελέγχεται είτε βάσει της §5.5.3.4.2 του EC8-1, είτε βάσει της ακριβέστερης σχέσης (Α.15) του EC8-3.

Σημείωση

Τα τοιχώματα που συμμετέχουν στην τιμή του n_v , αναφέρονται στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» ενώ ο καθορισμός του μέλους ως «Πλάστιμο Τοίχωμα» - «Υποστύλωμα» αναγράφεται στα «Γενικά δεδομένα μέλους»

• Δομικός Χάλυβας

• Γενικά - Έλεγχοι EC3

1. Κατηγορία διατομής

Υπολογίζεται η κατηγορία διατομής για κάθε συνδυασμό φόρτισης βάσει του πίνακα 5.2 του EC3-1-1

Για τους συνδυασμούς όπου η διατομή έχει προκύψει κατηγορία 1 ή 2 λαμβάνονται οι πλαστικές αντοχές, ενώ για διατομές κατηγορίας 3 οι ελαστικές

2. Έλεγχος διατομής

◦ Εφελκυσμός

Η αντοχή διατομής σε εφελκυσμό N_{tRd} σύμφωνα με EC3-1-1 §6.2.3 προκύπτει ως:

$$N_{tRd} = \min \left[N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, N_{URd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right]$$

◦ Θλίψη

Η αντοχή διατομής σε θλίψη, προκύπτει σύμφωνα με την EC3-1-1 §6.2.4:

$$N_{CRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

◦ Διάτμηση

Η αντοχή σε διάτμηση, σύμφωνα με τον EC3-1-1 §6.2.6, γενικά προκύπτει ως:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Όπου A_v η ενεργός επιφάνεια διάτμησης για τον εκάστοτε εξεταζόμενο άξονα της διατομής, η οποία προκύπτει βάσει της EC3-1-1 §6.2.6(3)

◦ Κάμψη

Η αντοχή σε κάμψη, σύμφωνα με τον EC3-1-1 §6.2.5, γενικά προκύπτει ως:

$$M_{CRd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου $W = W_{pl}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2, και $W = W_{el}$ για διατομές κατηγορίας 3

◦ Κάμψη και Διάτμηση

Αν η δρώσα τέμνουσα δύναμη στην διατομή είναι μεγαλύτερη από το 50% της διατμητικής αντοχής της, τότε η αλληλεπίδραση κάμψης και τέμνουσας λαμβάνεται υπόψη στους ελέγχους αντοχής διατομής απομειώνοντας την ροπή αντοχής. Σύμφωνα με EC3-1-1 §6.2.8 η αντοχή σχεδιασμού της διατομής υπολογίζεται χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή $(1-\rho) \cdot f_y$ για την επιφάνεια διάτμησης όπου

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

◦ Κάμψη και αξονική δύναμη

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη λαμβάνεται υπόψη η επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής σύμφωνα με την EC3-1-1 §6.2.9.

Π.χ. για διατομές 1 & 2 ελέγχεται η συνθήκη (6.41):

$$\left[\frac{M_{yEd}}{M_{NyRd}} \right]^a + \left[\frac{M_{zEd}}{M_{NzRd}} \right]^b < 1$$

όπου η αντοχή M_{Nrd} και οι συντελεστές a και b δίδονται ανάλογα με τον τύπο της διατομής βάσει της EC3-1-1 §6.2.9

για διατομές κατηγορίας 3 ελέγχεται η συνθήκη (6.2):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{zEd}}{M_{z,Rd}} < 1$$

3. Αντοχή των μελών σε λυγισμό

Σε μέλη υποκείμενα σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη ελέγχονται οι ανισότητες (6.61) & (6.62) της EC3-1-1 §6.3.3(4):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{yEd}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{zEd}}{W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}} < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{yEd}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{zEd}}{W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}} < 1$$

όπου χ_y , χ_z και χ_{LT} οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού αντίστοιχα, οι οποίοι λαμβάνονται από τις §6.3.1.2 & §6.3.2.3 του EC3-1-1, ανάλογα και με την μορφή λυγισμού. Εάν το μέλος θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένο και συνεπώς δεν υπάρχει απαίτηση ελέγχου έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (βλ. «Γενικά δεδομένα κτιρίου») ή για συνδυασμούς φορτίσεων όπου η ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} προκύπτει < 0.4 , λαμβάνεται $\chi_{LT} = 1.00$

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, οι οποίοι υπολογίζονται σύμφωνα με το Παράρτημα Α του EC3-1-1

• Σχεδιασμός μεταλλικών στοιχείων σε κατασκευές με απαιτήσεις πλαστιμότητας ΚΠΜ - ΚΠΥ

1. Πλάστιμα στοιχεία σε θλίψη ή κάμψη - Κατηγορία διατομής

Η κατηγορία πλαστιμότητας και ο συντελεστής συμπεριφοράς q καθορίζουν την **απαιτούμενη κατηγορία διατομής** για τους σεισμικούς συνδυασμούς σύμφωνα με EC8-1 πιν. 6.3:

ΚΠΜ - $1,5 < q < 2$: κατηγορία 1,2, ή 3

ΚΠΜ - $2,0 < q < 4$: κατηγορία 1 ή 2

ΚΠΥ - $q > 4$: κατηγορία 1

2. Εφελκούμενα μέλη

Σε μέλη υπό εφελκυσμό ελέγχεται η συνθήκη πλαστιμότητας των EC8-1 §6.5.4 & EC3-1-1 §6.2.3 σύμφωνα με την οποία θα πρέπει:

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} < N_{URd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

3. Πλαίσια παραλαβής ροπών

a. Δοκοί

Γίνεται έλεγχος έναντι πλευρικού καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών θεωρώντας ότι στο ένα άκρο (με την μεγαλύτερη καταπόνηση) έχει αναπτυχθεί καμπτική πλαστική άρθρωση

Για την εξασφάλιση της ελάχιστης απαιτούμενης αντοχής και επαρκούς πλαστιμότητας στροφής ελέγχονται οι συνθήκες της EC8-1 §6.6.2:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{plRd}} \leq 1.00, \quad \frac{N_{Ed}}{N_{plRd}} \leq 0.15, \quad \frac{(V_{EdG} + V_{EdM})}{V_{plRd}} \leq 0.50$$

όπου V_{EdG} η στατική συνιστώσα της σεισμικής τέμνουσας και V_{EdM} η ικανοτική τέμνουσα, η οποία προκύπτει σύμφωνα με την EC8-1 §6.6.2(2) θεωρώντας πλαστικές ροπές αντοχής στα άκρα της δοκού.

Για διατομές κατ. 3 αντί των πλαστικών τιμών αντοχής υιοθετούνται οι αντίστοιχες ελαστικές

b. Υποστυλώματα

Για σεισμικούς συνδυασμούς, τα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων που συμμετέχουν στην πλαστική λειτουργία της κατασκευής προκύπτουν ικανοτικά βάσει της υπεραντοχής των δοκών των πλαισίων

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}, \quad M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}, \quad V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

όπου Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$$

από όλες τις δοκούς όπου αναπτύσσεται πλαστική άρθρωση

Οι συντελεστές υπεραντοχής $1.1 \gamma_{ov} \Omega$ των πλαστικών δοκών εμφανίζονται για κάθε διεύθυνση του κτιρίου X & Z στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» στον πίνακα «Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισίων παραλαβής ροπών» - «Πλάστιμα μέλη», ενώ για κάθε υποσύστημα τυπώνεται ο συντελεστής $1.1 \gamma_{ov} \Omega$, που προκύπτει σε κάθε τοπική διεύθυνση y και z στην οποία το υποσύστημα λειτουργεί πλαστικά.

4. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα

Σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη, ενώ πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο τα μέλη αυτά.

a. Διαγώνιοι Σύνδεσμοι

Οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται μόνο από τις εκάστοτε εφελκούμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβόμενων διαγωνίων (που δεν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Στην τελευταία περίπτωση το μέγεθος $A \cos \phi$, (όπου A η διατομή και ϕ η γωνία κλίσης της διαγωνίου ως προς την οριζόντια) δεν πρέπει να μεταβάλλεται περισσότερο από 5% μεταξύ 2 αντίθετων διαγωνίων του ίδιου ορόφου. Βλ. EC8-1 §6.7.1

b. Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ

Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβόμενης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια.

c. **έλεγχος**

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι ελέγχονται σε **εφελκυσμό**, ενώ σε μέλη συνδέσμων V/Λ ελέγχεται και η αντοχή σε **λυγισμό**

Σε κατασκευές με τρεις ή περισσότερους ορόφους ελέγχεται η **ανηγμένη λυγηρότητα** των διαγωνίων στους δύο άξονες της διατομής σύμφωνα με EC8-1 §6.7.3:

Διαγώνιοι Χιαστί Σύνδεσμοι : $1.3 \leq \lambda \leq 2.0$

Διαγώνιοι Σύνδεσμοι (σε διαφορετικά ανοίγματα) : $\lambda \leq 2.0$

Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ : $\lambda \leq 2.0$

d. **Πλαστιμότητα**

Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα θεωρούνται ζώνες αποδόσης ενέργειας και συνεπώς για τα μέλη αυτά υπολογίζεται λόγος υπεραντοχής Ω σύμφωνα με την EC8-1 §6.7.4.1(1):

$$\Omega = \frac{N_{Pl,Rd}}{N_{Ed}}$$

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα της διεύθυνσης X ή Z, στην οποία είναι διατεταγμένα τα διαγώνια μέλη διαστασιολογούνται με αξονική δύναμη, η οποία προκύπτει βάσει της (6.12) του EC8-1 (βλ. και «Έλεγχος επάρκειας» σε Δοκό και Υποσύλωμα)

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

Οι συντελεστές υπεραντοχής $1.1\gamma_{ov}\Omega$ των διαγωνίων συνδέσμων εμφανίζονται για κάθε διεύθυνση του κτιρίου X & Z στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» στον πίνακα «Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών πλαισίων με συνδέσμους».

• **Δευτερεύοντα Σεισμικά Μέλη Δ.Σ.Μ.**

1. **Γενικά**

Είναι δυνατόν ορισμένα δοκάρια και υποστυλώματα να έχουν οριστεί ως Δευτερεύοντα Σεισμικά Μέλη σύμφωνα με την EC8-1 §4.2.2. Η καμπτική δυσκαμψία και αντοχή των στοιχείων αυτών στις σεισμικές δράσεις αγνοείται, ενώ διατηρούν την ικανότητα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας.

2. **Ανάλυση - Διαστασιολόγηση**

- Μοντέλο 1: Πλήρης προσομοίωμα της κατασκευής με τα πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη.
- Μοντέλο 2: Προσομοίωμα της κατασκευής αμελώντας τη συμμετοχή των δευτερευόντων μελών στην οριζόντια δυσκαμψία (αρθρώσεις στα άκρα τους).

A. **Μη-σεισμικά φορτία**

Ανάλυση της κατασκευής και διαστασιολόγηση κύριων και δευτερευόντων μελών χρησιμοποιώντας το μοντέλο 1.

B. **Σεισμικά φορτία**

- Ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιώντας το μοντέλο 2
- Υπολογισμός μετακινήσεων $de2$ βάσει του φάσματος σχεδιασμού
- Εξαγωγή εντατικών μεγεθών E_{ed} χρησιμοποιώντας το μητρώο ακαμψίας του μοντέλου 1 $[K1]$ και τις μετακινήσεις του μοντέλου 2 $de2$ ($E_{ed} = [K1] \cdot de2$)
- Διαστασιολόγηση **πρωτεύοντων** μελών τα εντατικά μεγέθη E_{ed} και τις διατάξεις των EC8 & EC2 ή EC3
- Διαστασιολόγηση **δευτερευόντων** μελών με τα εντατικά μεγέθη $E'_{ed} = [K1] \cdot (q \cdot de2)$ και τις διατάξεις του EC2 ή EC3. Ο πολλαπλασιασμός με τον συντελεστή συμπεριφοράς q αποσκοπεί στην ενσωμάτωση της απαίτησης της EC8-1 §4.2.2(1)Α για ελαστική απόκριση (βλ. και EC8-1 §4.3.4)

Σημείωση: η προσαύξηση για τα φαινόμενα P-Δ λαμβάνεται υπόψη στη διαστασιολόγηση τόσο των πρωτευόντων όσο και των δευτερευόντων μελών

3. **Έλεγχος σχετικής δυσκαμψίας**

Ελέγχεται σύμφωνα με την EC8-1 §4.2.2(4) εάν η συνολική δυσκαμψία των Δ.Σ.Μ. υπερβαίνει το 15% της δυσκαμψίας των Κύριων Μελών. Το ποσοστό αυτό για κάθε επίπεδο και σεισμική διεύθυνση παρουσιάζεται στον πίνακα «Σχετική δυσκαμψία Δευτερευόντων Σεισμικών Μελών» της παρούσης.

Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη των Δευτερευόντων Σεισμικών Μελών που εμφανίζονται στον ομώνυμο πίνακα της παρούσης έχουν προκύψει με την παραπάνω διαδικασία.

Ο χαρακτηρισμός ενός μέλους ως Κύριο ή Δευτερέον φαίνεται στα «Γενικά δεδομένα μέλους»

• **Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας**

• **Οπλισμένο σκυρόδεμα**

1. **Περιορισμός Τάσεων Χάλυβα και Σκυροδέματος**

Υπολογίζεται ο απαιτούμενος οπλισμός, ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος τάσεων χάλυβα και σκυροδέματος [βλ. EC2-1-1 §7.2(2)-(5)]. Γίνεται παραδοχή τριγωνικής κατανομής τάσεων, ενώ ως επιτρεπόμενες τιμές των τάσεων λαμβάνονται:

- Χάλυβας, $\sigma_{s,ep} = 0.8 \cdot f_{yk}$
- Σκυρόδεμα, $\sigma_{c,ep} = 0.6 \cdot f_{ck}$

Ο έλεγχος πλάκων και δοκών πραγματοποιείται εν γένει με τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων [EC0 §6.5.3(2)]. Για δοκούς βλ. «Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου» πίνακας 816.

Εφόσον ο έλεγχος σε θέση στήριξης ή ανοίγματος δοκού ή πλάκας καταδεικνύει ανεπάρκεια της διατομής, τότε τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός.

2. **Έλεγχος ρηγμάτωσης**

Για πλάκες ή δοκούς με πάχος μεγαλύτερο από 20cm και για τον εφαρμοζόμενο οπλισμό υπολογίζεται η τάση χάλυβα σ_s με παραδοχή τριγωνικής κατανομής τάσεων και συγκρίνεται με τη μέγιστη επιτρεπόμενη σ_{s_max} βάσει της διαμέτρου Φ_{eq} (πιν. 7.2) ή της απόστασης S_m (πιν. 7.3) ή συγκρίνεται το υπολογιζόμενο εύρος ρωγμής w_k με το επιτρεπόμενο w_{k_max} (π.χ. 0.3mm). Βλ. EC2-1-1 §7.3.4

Εφόσον ο έλεγχος σε θέση στήριξης ή ανοίγματος δοκού ή πλάκας καταδεικνύει ανεπάρκεια της διατομής τόσο βάσει της μεθοδολογίας της EC2-1-1 §7.3.3 όσο και βάσει της §7.3.4, τότε προστίθενται επιπλέον ράβδοι.

Ο έλεγχος ρηγμάτωσης πλακών και δοκών πραγματοποιείται εν γένει με τα οιονεί μόνιμα φορτία [EC0 §6.5.3(2)γ]. Για δοκούς βλ. «Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου» πιν. 816.

3. Έλεγχος βέλους

Ελέγχεται η **συνθήκη απαλλαγής από τον αναλυτικό υπολογισμό** του βέλους η οποία περιγράφεται στην EC2-1-1 §7.4.2. Ο έλεγχος συνίσταται στην σύγκριση του λόγου μήκους προς στατικό ύψος του μέλους l/d με το όριο $(l/d)_{lim}$, που υπολογίζεται βάσει της EC2-1-1 (7.16) Το όριο $(l/d)_{lim}$, τροποποιείται ανάλογα με τον εφαρμοζόμενο οπλισμό και το μέγεθος του συνεργαζόμενου πλάτους b_{eff} . Βλ. EC2-1-1 §7.4.2(2).

Εξετάζεται, ακόμη, η περίπτωση όπου το εξεταζόμενο μέλος φέρει ευαίσθητα διαχωριστικά (π.χ. τοιχοπληρώσεις). Βλ. EC2-1-1 §7.4.2(2)

Στην σχετική παράγραφο του παρόντος παρουσιάζεται το όριο $(l/d)_{lim}$, ενώ στις πλάκες, όπου απαιτείται πραγματοποιείται και **αναλυτικός υπολογισμός** του βέλους υπό τα οιονεί μόνιμα φορτία βάσει της EC2-1-1 §7.4.3 και προσδιορίζεται τυχόν απαίτηση ανύψωσης ξυλοτύπου.

Βλ. στο τεύχος σε πλάκες & δοκούς «Συνθήκη απαλλαγής αναλυτικού υπολογισμού βέλους» και «Αναλυτικός υπολογισμός βέλους»

• Δομικός χάλυβας

1. Έλεγχος βέλους

Ο έλεγχος της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας γίνεται για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία (δοκοί) του φορέα, καθώς και τα στοιχεία εκείνα που φέρουν την επικάλυψη του φορέα (τεγίδες στις στέγες).

Ο υπολογισμός του κατακόρυφου βέλους κάμψης, καθώς και τα επιτρεπόμενα όρια για το συνολικό βέλος w_{max} και το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων w_3 φαίνονται στο τεύχος για κάθε δοκό στον πίνακα «Έλεγχος βελών κάμψης». Βλ. EC3-1-1 §7.2.1 (εθνικό προσάρτημα).

Σε μονώροφα μεταλλικά δομήματα χωρίς γερανογέφυρα το οριζόντιο βέλος κάμψης πληροί τον όριο που τίθεται στην EC3-1-1 §7.2.2 (εθνικό προσάρτημα).

• Παρατήρηση

Οι συνδυασμοί, για τους οποίους γίνεται ο έλεγχος βέλους μεταλλικών δοκών φαίνονται στα «Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου» στον πίνακα 816 της παρούσης.

• Επιφανειακές Θεμελιώσεις

Η παραμορφωσιμότητα της θεμελίωσης (περιλαμβανομένης και της αλληλεπίδρασης εδάφους-φορέα) έχει ληφθεί υπόψη στην ανάλυση της κατασκευής. Βλ. EC8-1 §4.3.1(9)Α.

1. Δράσεις σχεδιασμού

Οι δράσεις σχεδιασμού των στοιχείων θεμελίωσης υπολογίζονται με βάση την υπεραντοχή των θεμελιούμενων στοιχείων [EC8-1 §4.4.2.6(2)Α].

a. Πέδιλα

Οι υπολογιστικές δράσεις των πεδίων προσαυξάνονται σύμφωνα με τη σχέση (4.30) του EC8-1, λαμβανοντας υπόψη την ροπή υπεραντοχής του θεμελιούμενου στοιχείου.

b. Συνδετήριες Δοκοί

Οι σεισμικές συνιστώσες των υπολογιστικών δράσεων στις συνδετήριες δοκούς λαμβάνονται προσαυξημένες με ενιαία τιμή του $\gamma_{Rd} \cdot \Omega = 1.40$ [EC8-1 §4.4.2.6(8)].

c. Πεδιλοδοκοί

Οι σεισμικές συνιστώσες των υπολογιστικών δράσεων στις πεδιλοδοκούς λαμβάνονται προσαυξημένες με ενιαία τιμή του $\gamma_{Rd} \cdot \Omega = 1.40$ [EC8-1 §4.4.2.6(8)].

2. Φέρουσα ικανότητα

Γίνεται αναλυτικός έλεγχος της φέρουσας ικανότητας έδρασης (οριακού φορτίου) σύμφωνα με την EC7-1 §6.5.2.2 στα μεν αργιλώδη εδάφη θεωρώντας φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες (EC7-1 Παράρτημα Δ.3), στα δε αμμώδη εδάφη θεωρώντας φόρτιση χωρίς ανάπτυξη υδατικών υπερπίεσεων πόρων (EC7-1 Παράρτημα Δ.4).

3. Έλεγχος Αστοχίας σε ολίσθηση

Γίνεται έλεγχος έναντι αστοχίας σε ολίσθηση, σύμφωνα με EC7-1 §6.5.3

4. Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής

Όλα τα μέλη επί ελαστικού εδάφους ελέγχονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπό την επίδραση δράσεων σχεδιασμού και των σχετικών αντιδράσεων του εδάφους, που προκύπτουν από θεώρηση ελαστικού ημιχώρου.

• Συνοπτική Περιγραφή της Ακολουθουμένης Μεθόδου

Συνοπτικά η μέθοδος σεισμικού υπολογισμού ακολουθεί τα εξής βήματα:

- Καθορισμός - επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του δομήματος, τον εδαφικό τύπο κ.λ.π.
- Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσομοιώματος
- Υπολογισμός των μητρώων ακαμψίας [K]
- Υπολογισμός του μητρώου μάζας [M]
- Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των πιο χαμηλόσυχνων (υψηλότερες ιδιοπεριόδους T_i)
Για δυναμική ανάλυση με μετατόπιση μαζών η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται για κάθε έναν από τους τέσσερις φορείς, οι οποίοι προκύπτουν από τη μετάθεση του Κέντρου Μάζας κατά την τυχρηματική εκκεντρότητα (+x, +z, -x, -z)
- Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:
 - Για κάθε ιδιοπερίοδο T_i ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης $S_d(T)$
 - Με βάση τα $S_d(T)$ υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.
 - Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.

7. Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC) EC8-1 §4.3.3.2(3)Α
8. Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις δύο (ή τις τρεις) συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης (μέθοδος τετραγωνικής επαλληλίας SRSS) EC8-1 §4.3.3.5.1(2)β (ή EC8-1 §4.3.3.5.2(4) όταν υπάρχει και κατακόρυφη συνιστώσα)
9. Υπολογισμός των ταυτόχρονων (με τις μέγιστες) τιμών των εντατικών μεγεθών (Έλλειψη Gupta) EC8-1 §4.3.3.5.1(2)γ.
10. Έλεγχος δυστρεψίας και κανονικότητας σε κάτοψη του δομήματος βάσει των ποσοτικών κριτηρίων των σχέσεων των EC8-1 §4.2.3.2(6) και §5.2.2.1(4)Α και (6)
11. Υπολογισμός επιπρόσθετου κριτηρίου δυστρεψίας βάσει του οποίου ελέγχεται εάν οι δύο σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές.
12. Υπολογισμός πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_f [EC8-1 §5.2.3.4(3)] για τις δυο σεισμικές διευθύνσεις (κτίρια από σκυρόδεμα)
13. Υπολογισμός των αναγκαιών οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάστιμη κατασκευή:
 - a. Ανθεκτική κατασκευή: Διαστασιολόγηση μελών, ώστε να τηρείται η συνθήκη αντοχής $E_d < R_d$
 - b. Πλάστιμη κατασκευή: εξασφάλιση ολικής και τοπικής πλαστιμότητας
Τα δομικά μέλη διαστασιολογούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής. Σε πλαίσιακά δομήματα εξασφαλίζεται ότι η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Εξασφαλίζεται, ακόμη, η τοπική πλαστιμότητα σε θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων.
14. Όταν κρίνεται αναγκαίο ή σκόπιμο πραγματοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) ώστε να ελεγχθούν οι πλαστικοί μηχανισμοί, η ακολουθία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων και τα περιθώρια του λόγου υπεραντοχής a_u/a_1 . Βλ. EC8-1 §4.4.2.3(8), §4.3.3.4.2.4

• Πίνακας ειδικών συμβόλων αποτελεσμάτων οπλισμών

A/A	Σύμβολο	Έλεγχος	Σημασία
1.	Λ	Οπουδήποτε	Το υπόψη στοιχείο απέτυχε στον έλεγχο
2.	&	Zoellner	Διαδοκίδα ως ορθογωνική διατομή
3.	!	Λυγηρότητα	Υπέρβαση ορίων λυγηρότητας
4.	πλ	Κάμψη προβόλου	Κρίσιμος είναι ο έλεγχος στην πλάκα
5.	πρ	Κάμψη προβόλου	Κρίσιμος είναι ο έλεγχος στον πρόβολο
6.	μ	Εντατικά μεγέθη δοκών	Η ροπή του ανοίγματος προέκυψε από την ροπή της μονόακτης
7.	Σ	Εντατικά μεγέθη δοκών	Η ροπή της στήριξης προέκυψε από το 65% της ροπή της αμφιάκτης
8.	π	ΚΑΜΨΗ δοκών	Ο συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας προσμετράται στον οπλισμό της δοκού και στους ελέγχους πλαστιμότητας
9.	ΚΟΜΒΟΣ 0	ΚΑΜΨΗ δοκών	Σημείο μέγιστης θετικής ροπής της δοκού
10.	x	ΔΙΑΤΜΗΣΗ δοκών	Στοιχείο υπό ανακυκλιζόμενη τέμνουσα. Απαιτείται (και τοποθετείται) διαδιαγώνιος οπλισμός που παραλαμβάνει το 50% της τέμνουσας
11.	πλ	ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ δοκών	Τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος τοπικής πλαστιμότητας
12.	π	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ στύλων	Πραγματοποιείται έλεγχος περίσφιγξης
13.	κ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ στύλων	Πραγματοποιείται έλεγχος διάτμησης κόμβου
14.	!	ΠΕΔΙΛΑ, ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ	Υπέρβαση επιτρεπομένων τάσεων εδάφους
15.	@	ΠΕΔΙΛΑ, ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ	Αρνητική τάση εδάφους (εμφάνιση χαίνοντος αρμού)

• Βιβλιογραφία

1. «Numerical methods in finite element analysis», K.J. Bathe and E.L. Wilson, 1976.
2. «Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings», T. Paulay and M. J. N. Priestley, 1992.
3. «Dynamics of Structures», R. W. Clough and J. Penzien, 1993.
4. «Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings», Michael N. Fardis, 2009.
5. «Αντισεισμικές κατασκευές Ι», Κ. Κ. Αναστασιάδης, 1989.
6. «Earthquake-resistant concrete structures», G. Penelis and A. Kappos, 1997.
7. «Ο νέος αντισεισμικός κανονισμός και η δυναμική μέθοδος», Σ.Π. Λιβιεράτου και Δ.Κ. Χαραμιδόπουλου, 1995.
8. «FESPA for Windows - Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς», LH Λογισμική, 1998.
9. «FESPA 10 - ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ & PUSHOVER - Οδηγίες χρήσης», LH Λογισμική, 2010.
10. «Εφαρμογή Ευρωκωδίκων στο FESPA», Ιωάννη Ψυχάρη, 2010.
11. «Designers' Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of Concrete Structures», A.W. Beeby and R.S. Narayanan, 2005.
12. «Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules», R. Frank, C Bauduin, R. Driscoli, M. Kavvadas, N. Krebs Ovesen, T. Orr and B. Shuppener, 2004.
13. «Concrete Structures Euro-Design Handbook 1994/96», Ernst & Sohn, Berlin, 1995.
14. «Reinforced Concrete Design to Eurocode 2», Bill Mosley, John Bungey and Ray Hulse, 2007.
15. «Σιδηρές Κατασκευές», Τόμος Ι, Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ, Κλειδάριθμος, 2005.
16. «Σιδηρές Κατασκευές», Βάγιας Ι., Κλειδάριθμος, 2003.

Επίλυση πλακών -1ου ορόφου

Στατικό σύστημα πλακών : Επιφανειακός φορέας.

Υπολογισμοί οπλισμών και έλεγχοι λειτουργικότητας κατά τον EC2-1-1.

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών έγινε με την μέθοδο Pieper-Martins

Υπολογισμός κοινού οικοδομικού έργου - Χωρίς ανάγκη Δυσμενών Φορτίσεων

Απομείωση δυσμενών δράσεων: Ναι – Συνδυασμός EC0 (6.10α) & (6.10β)

Μειωτικός συντ. δυσμενών μονίμων δράσεων $\xi = 0.850$ - Συντ. συνδυασμού συνοδευτικών μεταβλητών δράσεων $\psi_0 = 1.000$

Είδη υλικών πλακών

Είδος [/]	Σκυρόδεμα [/]	fck [Mpa]	Ecm [Gpa]	fctm [Mpa]	fyk [Mpa]
1	C20/25	20.0	30.0	2.21	400.0

Όλες οι πλάκες έχουν τα ίδια χαρακτηριστικά

Διαστάσεις - φορτία πλακών. g..= Μόνιμα φορτία, q..= Κινητά φορτία

Πλάκα [/]	lx [m]	ly [m]	h [m]	hnp [m]	d1 [m]	I.B. [kPa]	gk [kPa]	qk [kPa]	Gk [kN/m]	Qk [kN/m]	mGk [kNm/m]	mQk [kNm/m]	Ptot [kPa]
1	4.25	4.16	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
2	3.97	4.16	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
3	3.96	4.16	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
4	3.96	4.16	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
5	3.96	4.16	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
6	4.27	4.16	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
7	4.25	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
8	3.97	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
9	3.96	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
10	3.96	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
11	3.96	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
12	4.27	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
13	4.25	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
14	3.97	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
15	3.96	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
16	3.96	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
17	3.96	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
18	4.27	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
19	4.25	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
20	3.97	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
21	3.96	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
22	3.96	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
23	3.96	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
24	4.27	3.96	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
25	4.25	4.24	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
26	3.97	4.24	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
27	3.96	4.24	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
28	3.96	4.24	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
29	3.96	4.24	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83
30	4.27	4.24	0.200	--	0.030	5.00	10.80	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.83

Εντατικά μεγέθη - Οπλισμοί πλακών

Πλάκα [/]	Τύπος [/]	Διε	dx [m]	mfx [kNm]	As1x_rq [cm²]	As2x_rq [cm²]	dz [m]	mfz [kNm]	As1z_rq [cm²]	As2z_rq [cm²]
1	4	x-z	0.160	15.24	2.85	0.00	0.170	15.98	2.80	0.00
2	4	x-z	0.170	14.78	2.59	0.00	0.160	12.19	2.27	0.00
3	4	x-z	0.170	14.79	2.59	0.00	0.160	12.15	2.26	0.00
4	4	x-z	0.170	14.78	2.59	0.00	0.160	12.12	2.25	0.00
5	4	x-z	0.170	14.79	2.59	0.00	0.160	12.15	2.26	0.00
6	4	x-z	0.160	15.22	2.84	0.00	0.170	16.13	2.83	0.00
7	4	x-z	0.160	12.02	2.23	0.00	0.170	15.33	2.69	0.00
8	4	x-z	0.160	12.29	2.28	0.00	0.170	12.32	2.15	0.00
9	4	x-z	0.170	12.29	2.15	0.00	0.160	12.29	2.28	0.00
10	4	x-z	0.170	12.29	2.15	0.00	0.160	12.25	2.28	0.00
11	4	x-z	0.170	12.29	2.15	0.00	0.160	12.29	2.28	0.00
12	4	x-z	0.160	11.99	2.23	0.00	0.170	15.46	2.71	0.00
13	4	x-z	0.160	12.02	2.23	0.00	0.170	15.33	2.69	0.00
14	4	x-z	0.160	12.29	2.28	0.00	0.170	12.32	2.15	0.00
15	4	x-z	0.170	12.29	2.15	0.00	0.160	12.29	2.28	0.00
16	4	x-z	0.170	12.29	2.15	0.00	0.160	12.25	2.28	0.00
17	4	x-z	0.160	12.29	2.28	0.00	0.170	12.29	2.15	0.00
18	4	x-z	0.160	11.99	2.23	0.00	0.170	15.46	2.71	0.00
19	4	x-z	0.160	12.02	2.23	0.00	0.170	15.33	2.69	0.00
20	4	x-z	0.160	12.29	2.28	0.00	0.170	12.32	2.15	0.00
21	4	x-z	0.170	12.29	2.15	0.00	0.160	12.29	2.28	0.00
22	4	x-z	0.170	12.29	2.15	0.00	0.160	12.25	2.28	0.00
23	4	x-z	0.170	12.29	2.15	0.00	0.160	12.29	2.28	0.00
24	4	x-z	0.160	11.99	2.23	0.00	0.170	15.46	2.71	0.00
25	4	x-z	0.160	15.93	2.98	0.00	0.170	16.01	2.81	0.00
26	4	x-z	0.170	15.27	2.68	0.00	0.160	12.07	2.24	0.00
27	4	x-z	0.170	15.27	2.68	0.00	0.160	12.03	2.24	0.00
28	4	x-z	0.170	15.26	2.67	0.00	0.160	11.99	2.23	0.00

Εντατικά μεγέθη - Οπλισμοί πλακών

Πλάκα [/]	Τύπος [/]	Διε	dx [m]	mfx [kNm]		As1x_rq [cm²]	As2x_rq [cm²]	dz [m]	mfz [kNm]		As1z_rq [cm²]	As2z_rq [cm²]	
29	4	x-z	0.170	15.27		2.68	0.00	0.160	12.03		2.24	0.00	
30	4	x-z	0.160	15.90		2.97	0.00	0.170	16.15		2.83	0.00	

Στις πλάκες zoellner ή sandwitch, τα εντατικά μεγέθη και οι οπλισμοί έχουν αναχθεί ανά διαδοκίδα

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού πλακών

Πλάκα [/]	Διεύθυνση Κάτω	x Άνω	Διεύθυνση Κάτω	z Άνω	Ελεύθερη Κάτω	παρειά Άνω	Οπλισ Κάτω	συστροφής Άνω
1	Φ12/20		Φ10/20					
2	Φ12/20		Φ10/20					
3	Φ12/20		Φ10/20					
4	Φ12/20		Φ10/20					
5	Φ12/20		Φ10/20					
6	Φ12/20		Φ10/20					
7	Φ12/20		Φ10/20					
8	Φ12/20		Φ10/20					
9	Φ12/20		Φ10/20					
10	Φ12/20		Φ10/20					
11	Φ12/20		Φ10/20					
12	Φ12/20		Φ10/20					
13	Φ12/20		Φ10/20					
14	Φ12/20		Φ10/20					
15	Φ12/20		Φ10/20					
16	Φ12/20		Φ10/20					
17	Φ12/20		Φ10/20					
18	Φ12/20		Φ10/20					
19	Φ12/20		Φ10/20					
20	Φ12/20		Φ10/20					
21	Φ12/20		Φ10/20					
22	Φ12/20		Φ10/20					
23	Φ12/20		Φ10/20					
24	Φ12/20		Φ10/20					
25	Φ12/20		Φ10/20					
26	Φ12/20		Φ10/20					
27	Φ12/20		Φ10/20					
28	Φ12/20		Φ10/20					
29	Φ12/20		Φ10/20					
30	Φ12/20		Φ10/20					

Ροπές και οπλισμοί στηρίξεων

Πλάκα [/]	Πλάκα [/]	d [m]	MEd1 [kNm]	MEd2 [kNm]	MEd [kNm]	As1_rq [cm²]		As2_rq [cm²]		Ανω	Κάτω	
1 (Δε)	2 (Αρ)	0.160	35.34	29.55	32.45	6.25		0.00				
1 (Κα)	7 (Αν)	0.170	35.89	29.98	32.94	5.93		0.00				
2 (Δε)	3 (Αρ)	0.170	29.55	29.52	29.54	5.29		0.00				
2 (Κα)	8 (Αν)	0.160	25.30	23.34	24.32	4.61		0.00				
3 (Δε)	4 (Αρ)	0.170	29.52	29.49	29.50	5.28		0.00				
3 (Κα)	9 (Αν)	0.160	25.25	23.30	24.28	4.60		0.00				
4 (Δε)	5 (Αρ)	0.170	29.49	29.52	29.50	5.28		0.00				
4 (Κα)	10 (Αν)	0.160	25.20	23.26	24.23	4.59		0.00				
5 (Δε)	6 (Αρ)	0.160	29.52	35.46	32.49	6.26		0.00				
5 (Κα)	11 (Αν)	0.160	25.25	23.30	24.28	4.60		0.00				
6 (Κα)	12 (Αν)	0.170	36.14	30.08	33.11	5.96		0.00				
7 (Δε)	8 (Αρ)	0.160	25.38	23.32	24.35	4.62		0.00				
7 (Κα)	13 (Αν)	0.170	29.98	29.98	29.98	5.37		0.00				
8 (Δε)	9 (Αρ)	0.160	23.32	23.30	23.31	4.41		0.00				
8 (Κα)	14 (Αν)	0.170	23.34	23.34	23.34	4.14		0.00				
9 (Δε)	10 (Αρ)	0.170	23.30	23.28	23.29	4.13		0.00				
9 (Κα)	15 (Αν)	0.160	23.30	23.30	23.30	4.41		0.00				
10 (Δε)	11 (Αρ)	0.170	23.28	23.30	23.29	4.13		0.00				
10 (Κα)	16 (Αν)	0.160	23.26	23.26	23.26	4.40		0.00				
11 (Δε)	12 (Αρ)	0.160	23.30	25.41	24.36	4.62		0.00				
11 (Κα)	17 (Αν)	0.160	23.30	23.30	23.30	4.41		0.00				
12 (Κα)	18 (Αν)	0.170	30.08	30.08	30.08	5.39		0.00				
13 (Δε)	14 (Αρ)	0.160	25.38	23.32	24.35	4.62		0.00				
13 (Κα)	19 (Αν)	0.170	29.98	29.98	29.98	5.37		0.00				
14 (Δε)	15 (Αρ)	0.160	23.32	23.30	23.31	4.41		0.00				
14 (Κα)	20 (Αν)	0.170	23.34	23.34	23.34	4.14		0.00				
15 (Δε)	16 (Αρ)	0.170	23.30	23.28	23.29	4.13		0.00				
15 (Κα)	21 (Αν)	0.160	23.30	23.30	23.30	4.41		0.00				
16 (Δε)	17 (Αρ)	0.160	23.28	23.30	23.29	4.41		0.00				
16 (Κα)	22 (Αν)	0.160	23.26	23.26	23.26	4.40		0.00				
17 (Δε)	18 (Αρ)	0.160	23.30	25.41	24.36	4.62		0.00				
17 (Κα)	23 (Αν)	0.160	23.30	23.30	23.30	4.41		0.00				
18 (Κα)	24 (Αν)	0.170	30.08	30.08	30.08	5.39		0.00				
19 (Δε)	20 (Αρ)	0.160	25.38	23.32	24.35	4.62		0.00				
19 (Κα)	25 (Αν)	0.170	29.98	36.28	33.13	5.97		0.00				

Ροπές και οπλισμοί στηρίξεων

Πλάκα [']	Πλάκα [']	d [m]	MEd1 [kNm]	MEd2 [kNm]	MEd [kNm]	As1_rq [cm²]		As2_rq [cm²]		Ανω	Κάτω	
20 (Δε)	21 (Αρ)	0.160	23.32	23.30	23.31	4.41		0.00				
20 (Κα)	26 (Αν)	0.160	23.34	25.42	24.38	4.62		0.00				
21 (Δε)	22 (Αρ)	0.170	23.30	23.28	23.29	4.13		0.00				
21 (Κα)	27 (Αν)	0.160	23.30	25.37	24.34	4.61		0.00				
22 (Δε)	23 (Αρ)	0.170	23.28	23.30	23.29	4.13		0.00				
22 (Κα)	28 (Αν)	0.160	23.26	25.31	24.29	4.60		0.00				
23 (Δε)	24 (Αρ)	0.160	23.30	25.41	24.36	4.62		0.00				
23 (Κα)	29 (Αν)	0.160	23.30	25.37	24.34	4.61		0.00				
24 (Κα)	30 (Αν)	0.170	30.08	36.52	33.30	6.00		0.00				
25 (Δε)	26 (Αρ)	0.160	36.22	29.98	33.10	6.38		0.00				
26 (Δε)	27 (Αρ)	0.170	29.98	29.93	29.95	5.37		0.00				
27 (Δε)	28 (Αρ)	0.170	29.93	29.88	29.91	5.36		0.00				
28 (Δε)	29 (Αρ)	0.170	29.88	29.93	29.91	5.36		0.00				
29 (Δε)	30 (Αρ)	0.160	29.93	36.34	33.13	6.39		0.00				

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Συνθήκη απαλλαγής αναλυτικού υπολογισμού βέλους. [EC2-1-1 §7.4.2]

Πλάκα [']	l [m]	d [m]	K [']	ρ0 [o/oo]	As1_pr [cm²]	As1_ca [cm²]	As2_ca [cm²]	[l/d] [']		[l/d]lim [']
1	4.16	0.170	1.30	4.47	3.14	2.80	0.00	24.44	<	111.52
2	3.97	0.170	1.50	4.47	3.14	2.59	0.00	23.32	<	157.61
3	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.59	0.00	23.29	<	157.54
4	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.59	0.00	23.26	<	157.58
5	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.59	0.00	23.29	<	157.54
6	4.16	0.170	1.30	4.47	3.14	2.83	0.00	24.44	<	108.84
7	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.69	0.00	23.29	<	143.36
8	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.15	0.00	23.29	<	253.21
9	3.96	0.160	1.50	4.47	3.14	2.28	0.00	23.29	<	197.51
10	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.15	0.00	23.26	<	254.88
11	3.96	0.160	1.50	4.47	3.14	2.28	0.00	23.29	<	197.51
12	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.71	0.00	23.29	<	140.35
13	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.69	0.00	23.29	<	143.36
14	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.15	0.00	23.29	<	253.21
15	3.96	0.160	1.50	4.47	3.14	2.28	0.00	23.29	<	197.51
16	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.15	0.00	23.26	<	254.88
17	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.15	0.00	23.29	<	254.93
18	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.71	0.00	23.29	<	140.35
19	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.69	0.00	23.29	<	143.36
20	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.15	0.00	23.29	<	253.21
21	3.96	0.160	1.50	4.47	3.14	2.28	0.00	23.29	<	197.51
22	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.15	0.00	23.26	<	254.88
23	3.96	0.160	1.50	4.47	3.14	2.28	0.00	23.29	<	197.51
24	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.71	0.00	23.29	<	140.35
25	4.24	0.170	1.30	4.47	3.14	2.81	0.00	24.91	<	111.08
26	3.97	0.170	1.50	4.47	3.14	2.68	0.00	23.32	<	144.74
27	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.68	0.00	23.29	<	144.88
28	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.67	0.00	23.26	<	145.02
29	3.96	0.170	1.50	4.47	3.14	2.68	0.00	23.29	<	144.88
30	4.24	0.170	1.30	4.47	3.14	2.83	0.00	24.91	<	108.56

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Αναλυτικός έλεγχος βέλους.

Πλάκα [']	MEd [kNm]	Συντ. ζ	Κάμψη + Στ.Ι	Ερπυσμός Στ.ΙΙ	Συστολή Στ.Ι	Ξήρανσης Στ.ΙΙ		Ολικό βέλος	Επιτρ βέλος	Υψωση ξυλοτ		Βέλος διαχ.	Επιτρ. διαχ.	
1	10.98	0.00	3.29	0.00	0.51	0.00		3.80	16.62	0.00		2.46	11.87	O.K.
2	10.15	0.00	1.66	0.00	0.28	0.00		1.94	15.86	0.00		1.24	11.33	O.K.
3	10.15	0.00	1.66	0.00	0.28	0.00		1.94	15.84	0.00		1.24	11.31	O.K.
4	10.15	0.00	1.66	0.00	0.28	0.00		1.94	15.82	0.00		1.24	11.30	O.K.
5	10.15	0.00	1.66	0.00	0.28	0.00		1.94	15.84	0.00		1.24	11.31	O.K.
6	11.08	0.00	2.71	0.00	0.42	0.00		3.13	16.62	0.00		2.03	11.87	O.K.
7	10.53	0.00	1.75	0.00	0.28	0.00		2.03	15.84	0.00		1.30	11.31	O.K.
8	8.46	0.00	1.43	0.00	0.29	0.00		1.72	15.84	0.00		1.07	11.31	O.K.
9	8.44	0.00	1.43	0.00	0.29	0.00		1.71	15.84	0.00		1.07	11.31	O.K.
10	8.44	0.00	1.42	0.00	0.29	0.00		1.71	15.82	0.00		1.06	11.30	O.K.
11	8.44	0.00	1.43	0.00	0.29	0.00		1.71	15.84	0.00		1.07	11.31	O.K.
12	10.62	0.00	1.77	0.00	0.28	0.00		2.05	15.84	0.00		1.32	11.31	O.K.
13	10.53	0.00	1.75	0.00	0.28	0.00		2.03	15.84	0.00		1.30	11.31	O.K.
14	8.46	0.00	1.43	0.00	0.29	0.00		1.72	15.84	0.00		1.07	11.31	O.K.
15	8.44	0.00	1.43	0.00	0.29	0.00		1.71	15.84	0.00		1.07	11.31	O.K.
16	8.44	0.00	1.42	0.00	0.29	0.00		1.71	15.82	0.00		1.06	11.30	O.K.
17	8.44	0.00	1.43	0.00	0.29	0.00		1.71	15.84	0.00		1.07	11.31	O.K.
18	10.62	0.00	1.77	0.00	0.28	0.00		2.05	15.84	0.00		1.32	11.31	O.K.
19	10.53	0.00	1.75	0.00	0.28	0.00		2.03	15.84	0.00		1.30	11.31	O.K.
20	8.46	0.00	1.43	0.00	0.29	0.00		1.72	15.84	0.00		1.07	11.31	O.K.
21	8.44	0.00	1.43	0.00	0.29	0.00		1.71	15.84	0.00		1.07	11.31	O.K.
22	8.44	0.00	1.42	0.00	0.29	0.00		1.71	15.82	0.00		1.06	11.30	O.K.
23	8.44	0.00	1.43	0.00	0.29	0.00		1.71	15.84	0.00		1.07	11.31	O.K.
24	10.62	0.00	1.77	0.00	0.28	0.00		2.05	15.84	0.00		1.32	11.31	O.K.

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Αναλυτικός έλεγχος βέλους.

Πλάκα [/]	MEd [kNm]	Συντ. ζ	Κάμψη + Στ.Ι	Ερπυσμός Στ.ΙΙ	Συστολή Στ.Ι	Ξήρανσης Στ.ΙΙ	Ολικό βέλος	Επιτρ βέλος	Υψωση ξυλοτ	Βέλος διαχ.	Επιτρ. διαχ.	
25	10.99	0.00	2.65	0.00	0.41	0.00	3.06	16.94	0.00	1.98	12.10	O.K.
26	10.49	0.00	1.74	0.00	0.28	0.00	2.02	15.86	0.00	1.30	11.33	O.K.
27	10.49	0.00	1.74	0.00	0.28	0.00	2.02	15.84	0.00	1.30	11.31	O.K.
28	10.48	0.00	1.73	0.00	0.28	0.00	2.01	15.82	0.00	1.29	11.30	O.K.
29	10.49	0.00	1.74	0.00	0.28	0.00	2.02	15.84	0.00	1.30	11.31	O.K.
30	11.09	0.00	2.67	0.00	0.41	0.00	3.08	16.94	0.00	2.00	12.10	O.K.

Τα βέλη σε [mm] - Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται με την φόρτιση [G+ψ2*Q]. (EC2 - §7.4)

Συντελεστής ερπυσμού φ= 2.50 , Συστολή ξήρανσης ecs= 0.0004

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Ρηγμάτωσης (άνοιγμα)- Wk<0.3 [EC2-1-1 §7.3.4]

Πλάκα [/]	d [m]	MEd [kNm]		Mcrr [kNm]	Asmin [cm ²]	σs [MPa]	SrMax [m]	esm-ecm [*E-3]	Wk [mm]	
1	0.170	10.98	<	15.84	4.00					
2	0.170	10.15	<	15.84	4.00					
3	0.170	10.15	<	15.84	4.00					
4	0.170	10.15	<	15.84	4.00					
5	0.170	10.15	<	15.84	4.00					
6	0.170	11.08	<	15.84	4.00					
7	0.170	10.53	<	15.84	4.00					
8	0.170	8.46	<	15.84	4.00					
9	0.160	8.44	<	15.84	4.32					
10	0.170	8.44	<	15.84	4.00					
11	0.160	8.44	<	15.84	4.32					
12	0.170	10.62	<	15.84	4.00					
13	0.170	10.53	<	15.84	4.00					
14	0.170	8.46	<	15.84	4.00					
15	0.160	8.44	<	15.84	4.32					
16	0.170	8.44	<	15.84	4.00					
17	0.170	8.44	<	15.84	4.00					
18	0.170	10.62	<	15.84	4.00					
19	0.170	10.53	<	15.84	4.00					
20	0.170	8.46	<	15.84	4.00					
21	0.160	8.44	<	15.84	4.32					
22	0.170	8.44	<	15.84	4.00					
23	0.160	8.44	<	15.84	4.32					
24	0.170	10.62	<	15.84	4.00					
25	0.170	10.99	<	15.84	4.00					
26	0.170	10.49	<	15.84	4.00					
27	0.170	10.49	<	15.84	4.00					
28	0.170	10.48	<	15.84	4.00					
29	0.170	10.49	<	15.84	4.00					
30	0.170	11.09	<	15.84	4.00					

Ο έλεγχος ρηγμάτωσης στο άνοιγμα γίνεται με την φόρτιση [G+ψ2*Q]. [EC2-1-1 §7.3.4]

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Ρηγμάτωσης (στήριξη)- Wk<0.3 [EC2-1-1 §7.3.4]

Στήριξη [/]	d [m]	MEd [kNm]		Mcrr [kNm]	Asmin [cm ²]	σs [MPa]	SrMax [m]	esm-ecm [o/oo]	Wk [mm]	
Π1 - Π2	0.170	22.28	>	16.93	3.94	235.10	0.19	0.82	0.151	
Π1 - Π7	0.170	22.62	>	16.81	3.94	251.47	0.19	0.88	0.164	
Π2 - Π3	0.170	20.29	>	16.60	3.96	250.57	0.19	0.82	0.156	
Π2 - Π8	0.170	16.70	>	16.39	3.97	231.72	0.19	0.70	0.135	
Π3 - Π4	0.170	20.26	>	16.60	3.96	250.29	0.19	0.82	0.156	
Π3 - Π9	0.170	16.67	>	16.39	3.97	231.31	0.19	0.69	0.134	
Π4 - Π5	0.170	20.26	>	16.60	3.96	250.29	0.19	0.82	0.156	
Π4 - Π10	0.170	16.64	>	16.39	3.97	230.87	0.19	0.69	0.134	
Π5 - Π6	0.170	22.32	>	16.93	3.94	235.44	0.19	0.82	0.152	
Π5 - Π11	0.170	16.67	>	16.39	3.97	231.31	0.19	0.69	0.134	
Π6 - Π12	0.170	22.74	>	16.85	3.94	248.68	0.19	0.87	0.162	
Π7 - Π8	0.170	16.72	>	16.39	3.97	232.03	0.19	0.70	0.135	
Π7 - Π13	0.170	20.59	>	16.62	3.95	251.52	0.19	0.83	0.158	
Π8 - Π9	0.170	16.01	<	16.39	3.97					
Π8 - Π14	0.170	16.03	<	16.39	3.97					
Π9 - Π10	0.170	16.00	<	16.39	3.97					
Π9 - Π15	0.170	16.00	<	16.39	3.97					
Π10 - Π11	0.170	16.00	<	16.39	3.97					
Π10 - Π16	0.170	15.98	<	16.39	3.97					
Π11 - Π12	0.170	16.73	>	16.39	3.97	232.08	0.19	0.70	0.135	
Π11 - Π17	0.170	16.00	<	16.39	3.97					
Π12 - Π18	0.170	20.66	>	16.64	3.95	249.45	0.19	0.83	0.157	
Π13 - Π14	0.170	16.72	>	16.39	3.97	232.03	0.19	0.70	0.135	
Π13 - Π19	0.170	20.59	>	16.62	3.95	251.52	0.19	0.83	0.158	
Π14 - Π15	0.170	16.01	<	16.39	3.97					
Π14 - Π20	0.170	16.03	<	16.39	3.97					
Π15 - Π16	0.170	16.00	<	16.39	3.97					
Π15 - Π21	0.170	16.00	<	16.39	3.97					
Π16 - Π17	0.170	16.00	<	16.39	3.97					

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Ρηγμάτωσης (στήριξη)- Wk<0.3 [EC2-1-1 §7.3.4]

Στήριξη [/]	d [m]	MEd [kNm]		Mcr [kNm]	Asmin [cm²]	σs [MPa]	SrMax [m]	esm-ecm [o/oo]	Wk [mm]	
Π16 - Π22	0.170	15.98	<	16.39	3.97					
Π17 - Π18	0.170	16.73	>	16.39	3.97	232.08	0.19	0.70	0.135	
Π17 - Π23	0.170	16.00	<	16.39	3.97					
Π18 - Π24	0.170	20.66	>	16.64	3.95	249.45	0.19	0.83	0.157	
Π19 - Π20	0.170	16.72	>	16.39	3.97	232.03	0.19	0.70	0.135	
Π19 - Π25	0.170	22.75	>	16.85	3.94	248.81	0.19	0.87	0.162	
Π20 - Π21	0.170	16.01	<	16.39	3.97					
Π20 - Π26	0.170	16.75	>	16.39	3.97	232.32	0.19	0.70	0.135	
Π21 - Π22	0.170	16.00	<	16.39	3.97					
Π21 - Π27	0.170	16.71	>	16.39	3.97	231.87	0.19	0.70	0.135	
Π22 - Π23	0.170	16.00	<	16.39	3.97					
Π22 - Π28	0.170	16.68	>	16.39	3.97	231.41	0.19	0.69	0.134	
Π23 - Π24	0.170	16.73	>	16.39	3.97	232.08	0.19	0.70	0.135	
Π23 - Π29	0.170	16.71	>	16.39	3.97	231.87	0.19	0.70	0.135	
Π24 - Π30	0.170	22.87	>	16.85	3.94	250.10	0.19	0.88	0.163	
Π25 - Π26	0.170	22.73	>	16.98	3.94	235.18	0.18	0.82	0.152	
Π26 - Π27	0.170	20.57	>	16.62	3.95	251.30	0.19	0.83	0.158	
Π27 - Π28	0.170	20.54	>	16.62	3.95	250.89	0.19	0.83	0.158	
Π28 - Π29	0.170	20.54	>	16.62	3.95	250.89	0.19	0.83	0.158	
Π29 - Π30	0.170	22.76	>	16.98	3.94	235.43	0.18	0.83	0.153	

Ο έλεγχος ρηγμάτωσης στην στήριξη γίνεται με την φόρτιση [G+ψ2*Q]. [EC2-1-1 §7.3.4]

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός τάσεων (άνοιγμα). [EC2-1-1 §7.2]

Πλάκα [/]	d [m]	MEd [G+Q] [kNm]		Mcr [kNm]		σc [MPa]		σεπ (k1*fck) [MPa]		σs [MPa]		σεπ (k3*fyk) [MPa]	Πρόσθ - [cm²]
1	0.170	11.53	<	15.84									
2	0.170	10.67	<	15.84									
3	0.170	10.67	<	15.84									
4	0.170	10.67	<	15.84									
5	0.170	10.67	<	15.84									
6	0.170	11.64	<	15.84									
7	0.170	11.06	<	15.84									
8	0.170	8.89	<	15.84									
9	0.170	8.87	<	15.84									
10	0.170	8.87	<	15.84									
11	0.170	8.87	<	15.84									
12	0.170	11.15	<	15.84									
13	0.170	11.06	<	15.84									
14	0.170	8.89	<	15.84									
15	0.170	8.87	<	15.84									
16	0.170	8.87	<	15.84									
17	0.170	8.87	<	15.84									
18	0.170	11.15	<	15.84									
19	0.170	11.06	<	15.84									
20	0.170	8.89	<	15.84									
21	0.170	8.87	<	15.84									
22	0.170	8.87	<	15.84									
23	0.170	8.87	<	15.84									
24	0.170	11.15	<	15.84									
25	0.170	11.55	<	15.84									
26	0.170	11.02	<	15.84									
27	0.170	11.02	<	15.84									
28	0.170	11.01	<	15.84									
29	0.170	11.02	<	15.84									
30	0.170	11.65	<	15.84									

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός τάσεων (στήριξη). [EC2-1-1 §7.2]

Στήριξη [/]	d [m]	MEd [G+Q] [kNm]		Mcr [kNm]		σc [MPa]		σεπ (k1*fck) [MPa]		σs [MPa]		σεπ (k3*fyk) [MPa]	Πρόσθ - [cm²]
Π1 - Π2	0.170	23.41	>	16.93		5.40	<	12.00		246.98	<	320.00	
Π1 - Π7	0.170	23.76	>	16.81		5.59	<	12.00		264.17	<	320.00	
Π2 - Π3	0.170	21.31	>	16.60		5.21	<	12.00		263.22	<	320.00	
Π2 - Π8	0.170	17.55	>	16.39		4.49	<	12.00		243.42	<	320.00	
Π3 - Π4	0.170	21.29	>	16.60		5.21	<	12.00		262.93	<	320.00	
Π3 - Π9	0.170	17.51	>	16.39		4.48	<	12.00		242.99	<	320.00	
Π4 - Π5	0.170	21.29	>	16.60		5.21	<	12.00		262.93	<	320.00	
Π4 - Π10	0.170	17.48	>	16.39		4.47	<	12.00		242.53	<	320.00	
Π5 - Π6	0.170	23.44	>	16.93		5.41	<	12.00		247.33	<	320.00	
Π5 - Π11	0.170	17.51	>	16.39		4.48	<	12.00		242.99	<	320.00	
Π6 - Π12	0.170	23.89	>	16.85		5.59	<	12.00		261.24	<	320.00	
Π7 - Π8	0.170	17.57	>	16.39		4.49	<	12.00		243.75	<	320.00	
Π7 - Π13	0.170	21.63	>	16.62		5.27	<	12.00		264.22	<	320.00	
Π8 - Π9	0.170	16.82	>	16.39		4.30	<	12.00		233.35	<	320.00	
Π8 - Π14	0.170	16.84	>	16.39		4.31	<	12.00		233.63	<	320.00	

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός τάσεων (στήριξη). [EC2-1-1 §7.2]

Στήριξη [/]	d [m]	MEd [G+Q] [kNm]		Mcr [kNm]		σc [MPa]		σεπ (k1*fck) [MPa]		σs [MPa]		σεπ (k3*fyk) [MPa]	Πρόσθ - [cm²]
			[-]				[-]				[-]		
Π9 - Π10	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.15	<	320.00	
Π9 - Π15	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.26	<	320.00	
Π10 - Π11	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.15	<	320.00	
Π10 - Π16	0.170	16.78	>	16.39		4.29	<	12.00		232.85	<	320.00	
Π11 - Π12	0.170	17.57	>	16.39		4.49	<	12.00		243.80	<	320.00	
Π11 - Π17	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.26	<	320.00	
Π12 - Π18	0.170	21.70	>	16.64		5.27	<	12.00		262.05	<	320.00	
Π13 - Π14	0.170	17.57	>	16.39		4.49	<	12.00		243.75	<	320.00	
Π13 - Π19	0.170	21.63	>	16.62		5.27	<	12.00		264.22	<	320.00	
Π14 - Π15	0.170	16.82	>	16.39		4.30	<	12.00		233.35	<	320.00	
Π14 - Π20	0.170	16.84	>	16.39		4.31	<	12.00		233.63	<	320.00	
Π15 - Π16	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.15	<	320.00	
Π15 - Π21	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.26	<	320.00	
Π16 - Π17	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.15	<	320.00	
Π16 - Π22	0.170	16.78	>	16.39		4.29	<	12.00		232.85	<	320.00	
Π17 - Π18	0.170	17.57	>	16.39		4.49	<	12.00		243.80	<	320.00	
Π17 - Π23	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.26	<	320.00	
Π18 - Π24	0.170	21.70	>	16.64		5.27	<	12.00		262.05	<	320.00	
Π19 - Π20	0.170	17.57	>	16.39		4.49	<	12.00		243.75	<	320.00	
Π19 - Π25	0.170	23.90	>	16.85		5.59	<	12.00		261.38	<	320.00	
Π20 - Π21	0.170	16.82	>	16.39		4.30	<	12.00		233.35	<	320.00	
Π20 - Π26	0.170	17.59	>	16.39		4.50	<	12.00		244.05	<	320.00	
Π21 - Π22	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.15	<	320.00	
Π21 - Π27	0.170	17.56	>	16.39		4.49	<	12.00		243.59	<	320.00	
Π22 - Π23	0.170	16.81	>	16.39		4.30	<	12.00		233.15	<	320.00	
Π22 - Π28	0.170	17.52	>	16.39		4.48	<	12.00		243.10	<	320.00	
Π23 - Π24	0.170	17.57	>	16.39		4.49	<	12.00		243.80	<	320.00	
Π23 - Π29	0.170	17.56	>	16.39		4.49	<	12.00		243.59	<	320.00	
Π24 - Π30	0.170	24.03	>	16.85		5.62	<	12.00		262.73	<	320.00	
Π25 - Π26	0.170	23.88	>	16.98		5.47	<	12.00		247.06	<	320.00	
Π26 - Π27	0.170	21.61	>	16.62		5.27	<	12.00		263.99	<	320.00	
Π27 - Π28	0.170	21.58	>	16.62		5.26	<	12.00		263.56	<	320.00	
Π28 - Π29	0.170	21.58	>	16.62		5.26	<	12.00		263.56	<	320.00	
Π29 - Π30	0.170	23.91	>	16.98		5.48	<	12.00		247.32	<	320.00	

Ο έλεγχος τάσεων χάλυβα και σκυροδέματος γίνεται με την φόρτιση [G+Q]. (EC2-1-1 §7.2)

