

Κατασκευή ως ΑΜΕΑ

Στατική Μελέτη  
Σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.

Κατασκευή ως ΑΜΕΑ απο φέρουσα τοιχοποιια και οροφή πλάκας σκυροδέματος κατ επέκταση σχολικού συγκροτηματος 1ου Δημοτικού σχολείου Κολινδρου

συντάξας μηχανικός

Ο

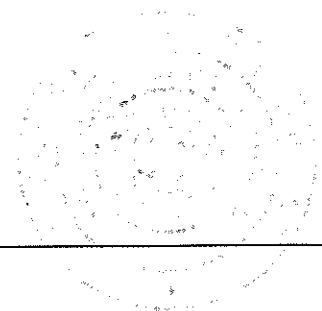
ΝΙΖΑΜΟΠΟΥΛΟΣ ΑΧΙΛΛΕΑΣ

Ψηφιακά υπογεγραμμένο  
από ACHILLEAS  
NIZAMOPOULOS  
Ημερομηνία: 2022.05.03  
12:30:15 EEST



# Περιεχόμενα

1. Πρώτη σελίδα.....	1
2. Υπεύθυνη δήλωση.....	3
<i>Υπεύθυνη δήλωση Μηχανικού.....</i>	<i>3</i>
3. Παραδοχές μελέτης διαστασιολόγησης.....	4
<i>Παραδοχές Μελέτης.....</i>	<i>4</i>
<i>Φορτίσεις &amp; Συνδυασμοί φορτίσεων στο κτίριο.....</i>	<i>5</i>
4. Εκτίμηση φέρουσας ικανότητας εδάφους.....	6
<i>Εκτίμηση επιτρεπόμενης τάσης εδάφους.....</i>	<i>6</i>
5. Τεχνική έκθεση προγράμματος - Διαστασιολόγηση.....	7
<i>Διαστασιολόγηση κτιριακού έργου.....</i>	<i>7</i>
6. Γενικοί έλεγχοι δομήματος.....	18
<i>Σεισμική ανάλυση.....</i>	<i>19</i>
<i>Τέμνουσα βόθρη EC8-1 §4.3.3.3.1(3), §4.3.3.3.2(3)P1.....</i>	<i>21</i>
<i>Βόθρες κτιρίου.....</i>	<i>21</i>
7. Πλάκες ορ. 0.....	22
8. Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου.....	23
<i>Δεδομένα κτιρίου.....</i>	<i>23</i>
9. Αποτελέσματα επίλυσης.....	24
<i>Δεδομένα επίλυσης.....</i>	<i>24</i>
<i>Υπολογισμός ελαστικού πλασματικού άξονα.....</i>	<i>24</i>
<i>Μετάθεση κέντρου μάζας.....</i>	<i>24</i>
<i>Πίνακας μάζων ιδιομορφών και αθροίσματα.....</i>	<i>25</i>
<i>Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις.....</i>	<i>25</i>
<i>Συντεταγμένες πόλου στροφής σημαντικών ιδιομορφών.....</i>	<i>26</i>
<i>Φαινόμενα 2ας τάξης.....</i>	<i>26</i>
<i>Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών.....</i>	<i>27</i>
<i>Χωρικές επαλληλίες των σεισμικών διευθύνσεων.....</i>	<i>27</i>
10. Ξυλότυπος ορ. -1.....	28
11. Δοκοί ορ. -1.....	29
12. Ξυλότυπος ορ. 0.....	35
13. Δοκοί ορ. 0.....	36
14. Υποστυλώματα ορ. 0.....	38
15. Συγκεντρωτικός πίνακας υποστυλωμάτων/πεσσών.....	40
<i>Έλεγχος επάρκειας πεσσών κατά EC8-1.....</i>	<i>40</i>
<i>Έλεγχος επάρκειας πεσσών κατά EC8-3.....</i>	<i>41</i>
16. Αναλυτικά αποτελέσματα υποστυλωμάτων.....	42
17. Συνολική προμέτρηση κτιρίου.....	43
<i>Συνολική προμέτρηση κτιρίου.....</i>	<i>43</i>
<i>Προμέτρηση ορόφου -1.....</i>	<i>43</i>
<i>Προμέτρηση ορόφου 0.....</i>	<i>43</i>
<i>Προμέτρηση: Σύνολο κτιρίου.....</i>	<i>44</i>



## ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

### ΥΠΕΥΘΥΝΗ ΔΗΛΩΣΗ ΤΟΥ ΜΕΛΕΤΗΤΗ ΚΑΙ ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΤΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

Ο υπογεγραμμένος Νιζαμόπουλος Αχιλλέας Διπλωματούχος ΑΠΘ βάσει του νόμιμου δικαιώματος ασκήσεως επαγγέλματος Πολιτικός Μηχανικός κάτοικος Αιγινίου Οδός Λ. Δημοκρατίας αριθ. 68 τηλ. 2353300654 Αρ. Αστυνομικής ταυτότητας και χρονολογίας εκδόσεως εκδοθείσα υπό του παρ/τος Ασφαλείας ή Υπ/τος Χωρ/κης Αστυνομικό τμήμα . Αύξων αριθμός μητρώου του Πολεοδομικού γραφείου

### ΔΗΛΩΝΩ ΥΠΕΥΘΥΝΑ

- Α) 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 συμμορφώθω 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 στοική επάρκεια των ξυλοτύπων, την σύμφωνη προς τη μελέτη και από κάθε άποψη επιμελημένη διεξαγωγή των εργασιών σκυροδετήσεως, έχοντας πλήρη και σκέραια την ευθύνη επί πάντων των ζητημάτων τούτων.
- Β) 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  
ΝΙΖΑΜΟΠΟΥΛΟΣ ΑΧΙΛΛΕΑΣ

# Παραδοχές Υπολογισμού

<p><b>[1] Υλικά</b></p> <p>Σκυρόδεμα C16/20  Χάλυβας σπλισμού B500C  Κατηγορία έκθεσης [XC3]  Δομικός χάλυβας S235  Δομική Ξυλεία C24</p> <p><b>[2] Μόνιμα φορτία</b></p> <p>Ειδικό βάρος σκυροδέματος 25.0 kN/m<sup>3</sup>  Ειδικό βάρος χάλυβα 78.5 kN/m<sup>3</sup>  Δραμικής πλινθοδομής 2.1 kN/m<sup>2</sup>  Μπατικής πλινθοδομής 3.6 kN/m<sup>2</sup>  Επικάλυψη πλακών γενικά 1.2 kN/m<sup>2</sup>  Επικάλυψη κλιμάκων 2.5 kN/m<sup>2</sup>  Επικάλυψη δώματος/Στέγης 2.0 kN/m<sup>2</sup>  Ειδικό βάρος γαιών 20.0 kN/m<sup>3</sup>  Ειδικό βάρος Δομικής Ξυλείας 3.5 kN/m<sup>3</sup></p> <p><b>[3] Μεταβλητά φορτία</b></p> <p>Δάπεδα κατοικιών-γραφείων 2.0 kN/m<sup>2</sup>  Δάπεδα και κλιμάκ. καταστημάτων 5.0 kN/m<sup>2</sup>  Κλιμάκων κατοικίας-γραφείων 3.5 kN/m<sup>2</sup>  Δάπεδα εξωστών 5.0 kN/m<sup>2</sup>  Δάπεδα χώρων στάθμευσης 5.0 kN/m<sup>2</sup>  Δώμα / Στέγη (μη βετή) 0.5 kN/m<sup>2</sup></p>	<p><b>[6] Στοιχεία αντισεισμικού σχεδιασμού</b></p> <p>Εθνικό προσάρτημα GR(Ελλάς)  Κατηγορία πλαστικότητας ΚΠΜ  Σεισμική ζώνη Z1 <math>a_{gR} = 0.160</math>  Σπουδαιότητα III <math>a_{vgR} = 0.144</math>  Κατακόρυφη συνιστώσα OXI <math>\gamma_I = 1.20</math>  Τύπος φάσματος Σχεδιασμού 1 OXI  Εδαφικός τύπος B <math>S = 1.20</math>  Ιδιοπερίοδοι φάσματος <math>T_B=0.15</math> <math>T_C=0.50</math> <math>T_D=2.50</math>  Συντ. απόσβεσης <math>\xi = 5.00\%</math>  Συντελεστής τοπογραφίας <math>S_T = 1.00</math></p> <p><b>[6.1] Συντελεστής συμπεριφοράς</b></p> <p>Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζ. <math>q_X=3.45</math> <math>q_Z=3.45</math>  Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα <math>q_Y=1.50</math></p> <p>Στατικό σύστημα: (Διεύθυνση X)  ΠΛΑΙΣΙΩΤΟ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟ ΣΥΣΤΗΜΑ(ΠΟΛΛΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ)  Στατικό σύστημα: (Διεύθυνση Z)  ΠΛΑΙΣΙΩΤΟ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟ ΣΥΣΤΗΜΑ(ΠΟΛΛΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ)</p> <p>Κανονικότητα σε κάτοψη OXI  Κανονικότητα καθ' ύψος X: NAI Z: NAI</p> <p>Βασική τιμή συντ. συμπεριφοράς <math>q_{0X}=3.45</math> <math>q_{0Z}=3.45</math>  Λόγος υπεραντοχής <math>a_U/a_{1\_X}=1.15</math> <math>a_U/a_{1\_Z}=1.15</math>  Συντελεστής τοιχωμάτων <math>K_w\_X=1.00</math> <math>K_w\_Z=1.00</math>  Αντισεισμική Ανάλυση Δυναμική με Μ.Μαζών  Ανάλυση pushover OXI  Συντ. μείωσης μετακινήσεων Ο.Κ.Π.Β. <math>v=0.40</math>  Ικανοτικός σχεδιασμός σε κάμψη X: OXI Z: OXI</p>
<p><b>[4] Συντελεστές ασφαλείας φορτίων-υλικών</b></p> <p>Μόνιμα φορτία <math>\gamma_G=1.35</math>  Μεταβλητά φορτία <math>\gamma_Q=1.50</math>  Σκυροδέματος <math>\gamma_C=1.50</math>  Συντελεστής θλιπτικής αντοχής <math>\alpha_{cc}=0.85</math>  Χάλυβα σπλισμού <math>\gamma_S=1.15</math>  Δομικός χάλυβας <math>\gamma_{M0}=1.00</math> <math>\gamma_{M1}=1.00</math> <math>\gamma_{M2}=1.25</math>  Συντ. υπεραντοχής δομικού χάλυβα <math>\gamma_{0V}=1.25</math>  Δομική Ξυλεία <math>\gamma_M=1.50</math>  Συνδυασμοί ECO (6.10a)+(6.10b) <math>\xi = 0.85</math></p>	<p><b>[7] Πρότυπα κ' Εθνικά προσαρήματα (ΕΛΟΤ)</b></p> <p>Βάσεις σχεδιασμού EN1990 2002  Δράσεις στους φορείς EN1991-1 2002  Κανονισμός Σκυροδέματος EN1992-1 2004  Κανονισμός κατασκευών από Χάλυβα EN1993-1 2006  Κανονισμός κατασκευών από τοιχοποιία EN1996-1 2006  Γεωτεχνικός Σχεδιασμός EN1997-1 2004  Αντισεισμικός Κανονισμός EN1998-1,5 2004  Προσθήκες - Ενισχύσεις - Αποτίμηση EN1998-3 2005  ΚΑΝ.ΕΠΕ ΦΕΚ2187/Β/5/9/13</p>
<p><b>[5] Έδαφος</b></p> <p>Μέθοδος υπολογισμού Απλοποιημένη μεθ.  Δείκτης εδάφους <math>K_v=60000.00</math> kN/m<sup>3</sup></p> <p>Επιτρεπόμενη τάση <math>\sigma_{επ}=250.00</math> kN/m<sup>2</sup></p> <p>Γωνία τριβής στη βάση θεμελίου <math>\delta=30.00</math>[°]  Συντελεστές ασφαλείας (Ολίσθηση) Στατικά <math>\gamma_{Rh}=1.10</math>  Σεισμικά <math>\gamma_{Rh}=1.00</math></p> <p>Συντελεστές ασφαλείας (Φέρουσα Ικανότητα) Στατικά <math>\gamma_{Rv}=1.40</math>  Σεισμικά <math>\gamma_{Rv}=1.00</math></p>	<p><b>[8] Προβλέψεις</b></p> <p>Καθ' Ύψος ΜΗΔΕΝ(0)  Κατ' Επέκταση 0</p>

**Φορτίσεις & Συνδυασμοί φορτίσεων στο κτίριο****Πίνακας φορτίσεων**

A/A	Όνομα	Συντομογραφία
Φ1	Μόνιμα φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q
Φ3	Κινητά Α'	QA
Φ4	Κινητά Β'	QB
Φ5	Κινητά C'	QC
Φ6	Κινητά D'	QD
Φ7	Κινητά E'	QE
Φ8	[G+ψ2xQ]	[G+ψ2xQ]

**Συνδυασμοί δράσεων**

A/A	Περιγραφή συνδυασμού	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Περιορισμός τάσεων	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G+1.05Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.35G+1.05QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ3	1.35G+1.05QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ4	1.35G+1.05QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ5	1.35G+1.05QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ6	1.35G+1.05QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ7	1.15G+1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ8	1.15G+1.50QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ9	1.15G+1.50QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ10	1.15G+1.50QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ11	1.15G+1.50QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ12	1.15G+1.50QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ13	1.00G+1.00Q	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι
ΣΦ14	1.00[G+ψ2xQ]	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι

**Σεισμικοί συνδυασμοί**

A/A	Ο.Κ.Α. - Συνδυασμοί των σεισμικών δράσεων
ΣΣ1	1.00*G+ψ2*Q±1.00{E[x]+E[z]}

ΕΡΓΟ :Κατασκευή wc ΑΜΕΑ  
ΙΔΙΟΚΤΗΤΗΣ :Δήμος Π.Κολινδρου  
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ :Κολινδρος

---

## ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

---

Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους, εκτιμάται με βάση υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς.

Στις παρακείμενες κατασκευές που υπάρχουν, έχει ληφθεί επιτρεπόμενη τάση ίση με:

$$\sigma_E = \dots\dots\dots \text{kPa}$$

Οι κατασκευές αυτές δεν έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και έχουν επειδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σεισμικές δράσεις.

Η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου εκτιμάται από την παρακάτω σχέση:

$$\frac{R_{vd}}{A^1} = 2 * i * \sigma_E$$

Ημερομηνία

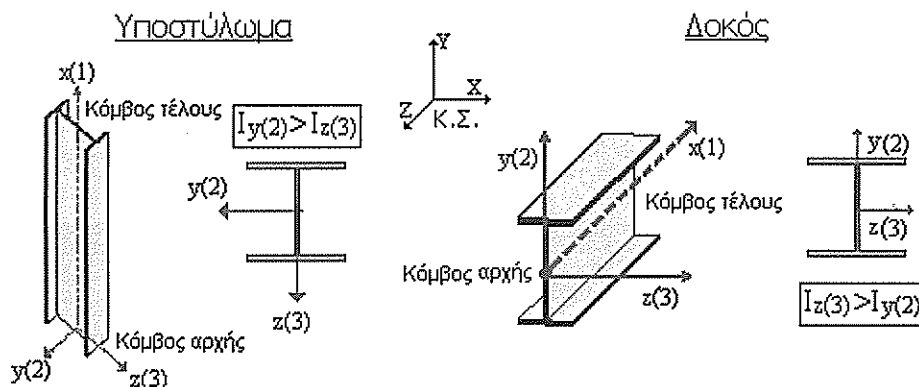
Ο μηχανικός  
ΝΙΖΑΜΟΠΟΥΛΟΣ ΑΧΙΛΛΕΑΣ

# ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

## ΚΤΙΡΙΑΚΟ ΕΡΓΟ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΥΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ

### • Μέθοδοι Υπολογισμού, Γενικές Αρχές

#### 1. Αξονες



#### 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 παγιωμένους 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 παγιωμένοι 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 §4.3.3.3.1 του EC8-1 Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται έχει επιλεγεί ώστε να πληρούνται τα κριτήρια της §4.3.3.3.1(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 κάτωψη

Ελέγχονται τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτωψη της §4.2.3.2(6) του EC8-1. Στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» της παρούσας παρουσιάζονται για κάθε επίπεδο και σεισμική διεύθυνση, ο έλεγχος περιορισμού της στατικής εκκεντρότητας (4.1a)  $e_0 < 0.3 * r$  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 κάτωψη** και εφόσον ο λόγος υπεραντοχής  $\alpha_u / \alpha_1$  δεν καθορίζεται από **μη-γραμμική στατική ανάλυση**, τότε σύμφωνα με την §5.2.2.2(6) ή §6.3.2(4) οι προσεγγιστικές τιμές  $\alpha_u / \alpha_1$  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 πληροίται 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. πιλότι), τότε τα σεισμικά εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων του ορόφου αυτού μεγεθύνονται με το συντελεστή

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

όπου  $\Delta V_{Ed}$  η σεισμική τέμνουσα του ορόφου και  $\Delta V_{Rw}$  η μείωση της αντοχής των τοιχοπληρώσεων σχετικά με τον υπερκείμενο όροφο

Οι συντελεστές προσάυξης εντατικών μεγεθών  $\eta$ - 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  $\eta$ -

**• 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 εναλασσόμενων 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 βάσει σύμφωνα με την EC8-1 §4.3.3.2.3

Σε πλαίσιακα συστήματα ΚΠΥ, όπου οι τοιχοπληρώσεις δεν είναι ομοιόμορφα καταμετρημένες 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  $\theta$** 

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

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

Γιά τιμές του  $\theta > 0.1$  γίνεται επαύξηση της αντίστοιχης σεισμικής δράσης σύμφωνα με την EC8-1 §4.4.2.2(3), ενώ το  $\theta$  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 Υποστυλώματα «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  $\nu$  (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  $\eta$  που αναλαμβάνουν τα πλαίσια τοιχώματα [EC8-1 §5.1.2], και την κανονικότητα καθ' ύψος [EC8-1 §5.2.2(3)].

**2. Δομικός χάλυβας**

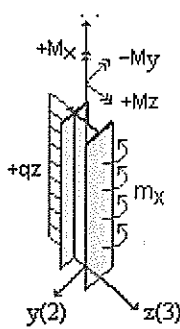
Η τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  διαμορφώνεται βάσει της EC8-1 §6.3.2 λαμβάνοντας υπόψη την Κατηγορία Πλαστιμότητας, τον στατικό τύπο (πιν. 6.2) και την κανονικότητα καθ' ύψος [EC8-1 §6.3.2(2)].

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)]

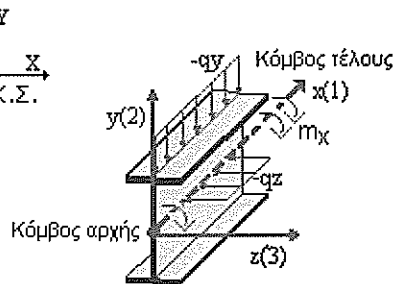
**• Ανάλυση του Δομήματος**

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	=	Όιονει μόνιμα φορτία G + ψ2*Q

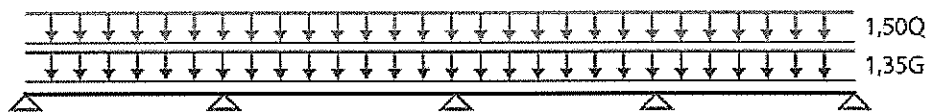
Ακολουθούν οι λοιπές φορτίσεις όπως περιγράφονται στους πίνακες 808, 809, 815

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

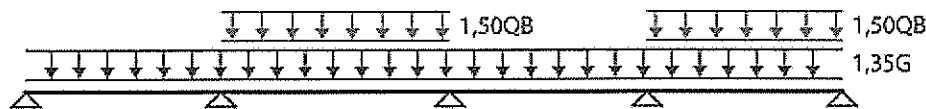
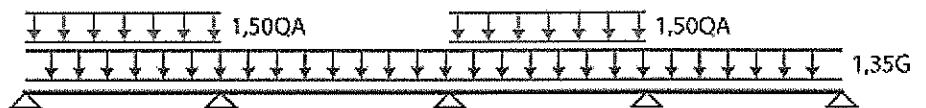
**Σημείωση:**

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.

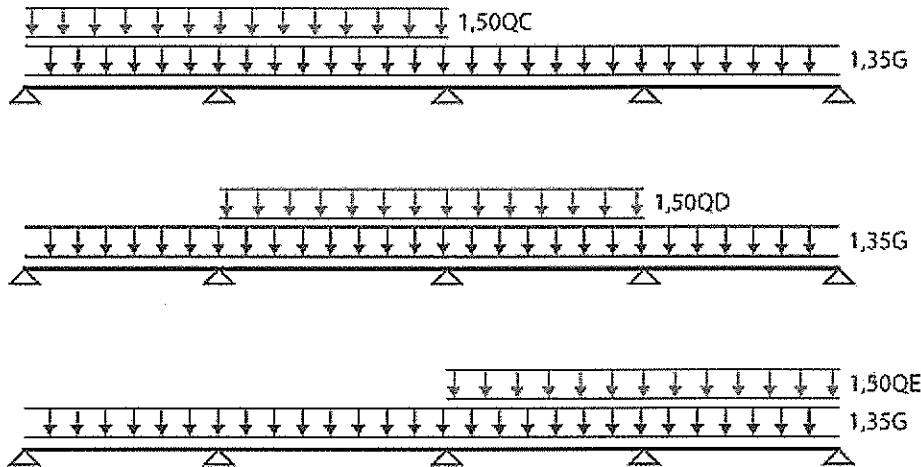
**Όλα τα ανοίγματα**



**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 ομόμορφα με άλλες οριζόντιες φορτίσεις (π.χ. άνεμος) ώστε να δυσμενοποιείται το τελικό αποτέλεσμα.

**3. Συνδυασμοί Φορτίσεων για διαστασιολόγηση ΟΚΑ και ΟΚΑ**

**Συνδυασμοί για έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας**

ΣΦ	<p><b>Βεβελιώδεις συνδυασμοί Δράσεων:</b> [EC0 §6.4.3.2]</p> <p>Ελέγχεται:                  είτε ο συνδυασμός EC0 (6.10)  <math>\gamma_G * G + \gamma_{q1} * Q1 + \Sigma(\gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Qi) \dots i &gt; 1</math></p> <p>είτε οι συνδυασμοί EC0 (6.10α) και (6.10β)  <math>\gamma_G * G + \Sigma(\gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Qi) \dots i \geq 1</math> (6.10α)  <math>\xi * \gamma_G * G + \gamma_{Q1} * Q1 + \Sigma(\gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Qi) \dots i &gt; 1</math> (6.10β)                  (όπου στον συνδυασμό (6.10β) η επίδραση των δυσμενών μονίμων δράσεων G λαμβάνεται απομειωμένη)</p> <p>Εάν εξετάζονται δυσμενείς μεταβλητές δράσεις, ως Q1 ορίζονται διαδοχικά οι φορτίσεις Q, QA και QB (1-3 συνδυασμοί)                  Η επιλογή μεταξύ των εναλλακτικών συνδυασμών (6.10) και (6.10α)-(6.10β) καθώς και η τιμή του μειωτικού συντελεστή ξ παρουσιάζονται στις «Παραδοχές μελέτης»                  Οι συντελεστές συνδυασμού δράσεων γg και γq*ψ κάθε στατικής φόρτισης φαίνονται στα «Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου» πίνακας 816</p>
ΣΣ	<p><b>Σεισμικοί συνδυασμοί:</b> <math>G + Ej + \psi_2 * Q</math> [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 <math>G + \psi_2 * \phi * Q</math> (EC8-1 §3.2.4 - §4.2.4)                  Οι επιμέρους τιμές των ψ2 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 ενστατικά μεγεθθ της δυναμικής ανάλυσης ώστε να δυσμενοποιείται το υπό εξέταση μέγεθος.

**ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ 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)

ΣΣ1:-z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 0°	= (εκκεντρότητα - Z)
ΣΣ2:-z	Σεισμ. Συνδ. με κατεύθυνση σεισμικής δράσης 90°	= (εκκεντρότητα - Z)

**Συνδυασμοί για έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας**

ΣΦ	Χαρακτηριστικός συνδυασμός: $G + Q1 + \Sigma(\psi_i \cdot Q_i)$ [EC0 §6.5.3(2)α)] Για έλεγχο επιτρεπόμενων τάσεων χάλυβα και σκυροδέματος Οιονεί μόνιμος συνδυασμός: $G + \psi_2 \cdot Q_1$ [EC §6.5.3(2)γ)] Για έλεγχο ρηγμάτωσης και έλεγχο βέλους
----	---

**4. Ίδιοπερίοδοι 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 «Ίδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις».

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

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

Για τη διαστασιολογηση 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  $\rho_l$ , π.η ή το 75% του απαιτούμενου εφελκόμενου οπλισμού.

**2. Γραμμική ανάλυση με Περιορισμένη Ανακατανομή**

Η κομπιλική 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  $x_u$  μετά την ανακατανομή περιορίζεται ώστε να πληρούται η συνθήκη EC2-1-1 (5.10):

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

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

Η ανακατανεμημένη ροπή σχεδιασμού, το ποσοστό ανακατανομής  $\delta$ , καθώς και το βάθος της θλιβόμενης ζώνης  $x_u$  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  $\rho'$  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 MRb στα άκρα της δοκού, ενώ στον υπολογισμό της MRb συνεισφέρει και ο συνεργαζόμενος εφελκόμενος οπλισμός της πλάκας. Στις δοκούς στη Ψηλή 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)A

- εσωτερικός κόμβος (5.50a)

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

## 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)A - (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 ην 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 εφελεκτούμενο 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  $ac_d$ , 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)A - §4.3.6.2(4)A. 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 τα θέσει κοντά υποστυλώματα, 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 ( $as=M/(V \cdot h) < 2,0$ ) 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** ακυροδέματος, 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  $(hw/bw) > 4$ .

### 1. Περιβάλλουσα Ροπών

Η καμπτική ένταση σχεδιασμού Πλάστιμων Τοιχωμάτων με  $hw/lw > 2$  προκύπτει από την περιβάλλουσα των ροπών κάμψης της ανάλυσης με κατακόρυφη μετατόπιση. «Κοντά» τοιχώματα ( $hw/lw < 2$ ) 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 παλλαπλασιάζονται με το συντελεστή  $\epsilon$ , 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 τέμνουσών 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 Τοιχωμάτων απλίζονται 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 «Πλάστιμα Τοίχωμα» - «Υποστώλωμα» 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  $N_{Rd}$  σύμφωνα με EC3-1-1 §6.2.3 προκύπτει ως:

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

##### ◦ 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 απαμειώνοντας 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 επίδραση 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):

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} \right]^a + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}} \right]^b < 1$$

όπου η αντοχή  $M_{n,Rd}$  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):

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

### 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):

$$\frac{N_{Ed}}{X_y * A * f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yy} * M_{y,Ed}}{X_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{yz} * M_{z,Ed}}{W_z * f_y / \gamma_{M1}} < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z * A * f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{zy} * M_{y,Ed}}{X_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{zz} * M_{z,Ed}}{W_z * f_y / \gamma_{M1}} < 1$$

όπου  $k_y$ ,  $k_z$  και  $\chi_{LT}$  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 συνεισώς δεν υπάρχει απαίτηση ελέγχου έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (βλ. «Γενικά δεδομένα κτιρίου») ή για συνδυασμούς φορτίσεων όπου η ανηγμένη λυγρότητα  $\chi_{LT}$  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  $\alpha$  καθορίζουν την απαιτούμενη κατηγορία διατομής για τους σεισμικούς συνδυασμούς σύμφωνα με EC8-1 πιν. 6.3:

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

ΚΠΜ -  $2,0 < \alpha < 4$  : κατηγορία 1 ή 2

ΚΠΥ -  $\alpha > 4$  : κατηγορία 1

### 2. Εμφλεκόμενα μέλη

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} < N_{URd} = \frac{A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}}$$

### 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 στρόφης ελέγχονται οι συνθήκες της EC8-1 §6.6.2:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.00, \quad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15, \quad \frac{(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})}{V_{pl,Rd}} \leq 0.50$$

όπου  $V_{Ed,G}$  η στατική συνιστώσα της σεισμικής τέμνουσας και  $V_{Ed,M}$  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  $\Omega$  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 δομημάτων» 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 εμφλεκόμενες 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  $\phi$  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 A

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. Έλεγχοι

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:

$$\text{Διαγώνιοι Χιαστί Σύνδεσμοι} : 1.3 \leq \lambda \leq 2.0$$

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

$$\text{Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ} : \lambda \leq 2.0$$

#### d. Πλαστιμότητα

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

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

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  $1.1\gamma_{ov}$  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 κατοκόρυφων φορτίων βαρύτητας.

### 2. Ανάλυση - Διαστασιολόγηση

a. Μοντέλο 1: Πλήρες προσομοίωμα της κατασκευής με τα πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη.

b. 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  $de2$  ( $E_{ed} = [K1] * de2$ )

- Διαστασιολόγηση **πρωτεύοντων** μελών τα εντατικά μεγέθη  $E_{ed}$  και τις διατάξεις των EC8 & EC2 ή EC3

- Διαστασιολόγηση **δευτερευόντων** μελών με τα εντατικά μεγέθη  $E'_{ed} = [K1] * (q * de2)$  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 πρωτεύοντων 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 Δευτερέυον 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:

a. Χάλυβας,  $\sigma_{s,ep} = 0,8 \cdot f_{yk}$

b. Σκυρόδεμα,  $\sigma_{c,ep} = 0,6 \cdot f_{ck}$

Ο έλεγχος πλακών 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 ρηγιάτωσης

Για πλάκες ή δοκούς με πάχος μεγαλύτερο από 20cm και για τον εφαρμοζόμενο οπλισμό υπολογίζεται η τάση χάλυβα σε με παραδοχή τριγωνικής κατανομής τάσεων και συγκρίνεται με τη μέγιστη επιτρεπόμενη σε\_max βάσει της διαμέτρου Φeq (πιν. 7.2) ή της απόστασης S<sub>m</sub> (πιν. 7.3) ή συγκρίνεται το υπολογιζόμενο εύρος ρωγμής w<sub>k</sub> με το επιτρεπόμενο w<sub>k\_max</sub> (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)<sub>lim</sub>, που υπολογίζεται βάσει της EC2-1-1 (7.16) Το όριο (l/d)<sub>lim</sub>, τροποποιείται ανάλογα με τον εφαρμοζόμενο οπλισμό και το μέγεθος του συνεργαζόμενου πλάτους b<sub>eff</sub>. 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)<sub>lim</sub>, 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<sub>max</sub> και το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων w<sub>3</sub> 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 παραύσης.

## • 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, λαμβάνοντας υπόψη την ροπή υπεραντοχής του Θεμελιούμενου στοιχείου.

#### b. Συνδετήριοι 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 Ακολουθούμενης Μεθόδου

Συνοπτικά η μέθοδος σεισμικού υπολογισμού ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός - επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του δομήματος, τον εδαφικό τύπο κ.λ.π.
2. Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσαμοιώματος
3. Υπολογισμός των μητρώου ακαμψίας [K]
4. Υπολογισμός του μητρώου μάζας [M]
5. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των πιο χαμηλόσυχων (υψηλότερες ιδιοπεριόδου T<sub>i</sub>) 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 τυχηματική εκκεντρότητα (+x, +z, -x, -z)
6. Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:
  - a. Για κάθε ιδιοπερίοδο T<sub>i</sub> ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης S<sub>d</sub>(T)
  - b. Με βάση τα S<sub>d</sub>(T) υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.
  - c. Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.

7. Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC) EC8-1 §4.3.3.3.2(3)A
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 Gurta) 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  $\mu$  [EC8-1 §5.2.3.4(3)] για τις δυο σεισμικές διευθύνσεις (κτίρια από σκυρόδεμα)
13. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλαστική κατασκευή:
  - a. Ανθεκτική κατασκευή: Διαστασιολόγηση μελών, ώστε να τηρείται η συνθήκη αντοχής  $E_d < R_d$
  - b. Πλάστικη κατασκευή: εξασφάλιση ολικής και τοπικής πλαστιμότητας  
Τα δομικά μέλη διαστασιολογούνται με τέτοιον τρόπο ώστε να προηγηθεί η καμπτική αστοχία της διατμητικής. Σε πλαισιακά 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  $au/a1$ . 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.	<b>Λ</b>	Οπουδήποτε	Το υπόψη στοιχείο απέτυχε στον έλεγχο
2.	<b>&amp;</b>	Zoeilner	Διαδοκίδα ως ορθογωνική διατομή
3.	<b>!</b>	Λυγηρότητα	Υπέρβαση ορίων λυγηρότητας
4.	<b>ΠΛ</b>	Κάμψη προβόλου	Κρίσιμος είναι ο έλεγχος στην πλάκα
5.	<b>Πρ</b>	Κάμψη προβόλου	Κρίσιμος είναι ο έλεγχος στον πρόβολο
6.	<b>Μ</b>	Εντατικά μεγέθη δοκών	Η ροπή του ανοίγματος προέκυψε από την ροπή της μονόπακτης
7.	<b>Σ</b>	Εντατικά μεγέθη δοκών	Η ροπή της στήριξης προέκυψε από το 65% της ροπή της αμφίπακτης
8.	<b>π</b>	ΚΑΜΨΗ δοκών	Ο συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας προσμετράται στον οπλισμό της δοκού και στους ελέγχους πλαστιμότητας
9.	<b>ΚΟΜΒΟΣ 0</b>	ΚΑΜΨΗ δοκών	Σημείο μέγιστης θετικής ροπής της δοκού
10.	<b>x</b>	ΔΙΑΤΜΗΣΗ δοκών	Στοιχείο υπό ανακυκλιζόμενη τέμνουσα. Απαιτείται (και τοποθετείται) δισδιαγώνιος οπλισμός που παραλαμβάνει το 50% της τέμνουσας
11.	<b>πλ</b>	ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ δοκών	Τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος τοπικής πλαστιμότητας
12.	<b>π</b>	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ στύλων	Πραγματοποιείται έλεγχος περιφίνξης
13.	<b>κ</b>	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ στύλων	Πραγματοποιείται έλεγχος διάτμησης κόμβου
14.	<b>!</b>	ΠΕΔΙΛΑ, ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ	Υπέρβαση επιτρεπόμενων τάσεων εδάφους
15.	<b>@</b>	ΠΕΔΙΛΑ, ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ	Αρνητική τάση εδάφους (εμφάνιση χαινόντας 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. Αναστασιάδη, 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 Ευρωκωδικών 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. Kavvasas, 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.

# Γενικοί έλεγχοι δομήματος.

## Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη - EC8-1 §4.2.3.2

Έλεγχοι στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P {r > Is}

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	Is [m]	rII [m]	>	Is [m]
1:nv	3.00	2.03	>	0.83	1.77	>	0.83

☑ Το δόμημα είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

Έλεγχοι περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) {0.30\*r > |eoI|}

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	0.30*rI [m]	>	eoI  [m]	0.30*rII [m]	>	eoII  [m]
1:nv	3.00	0.61	?	0.65	0.53	>	0.32

☑ Το δόμημα δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.  
\* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

Έλεγχος δύο πρώτων σημαντικών ιδιομορφών αν είναι κυρίως μεταφορικές: (PM1>Is),(PM2>Is)

Επίπεδο	Is	Μετ.Μάζας [+X]		Μετ.Μάζας [+Z]		Μετ.Μάζας [-X]		Μετ.Μάζας [-Z]	
		PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2
1:nv	0.83	4.23	14.02	4.42	18.09	5.27	13.35	4.95	10.72

\* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

Πλαστικότητα καμπυλοτήτων μφ - EC8-1 §5.2.3.4(3)

Διεύθυνση σεισμού [-]	Βασική τιμή συντ. συμπεριφοράς qo	Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος T1 [sec]	Δράσα μάζα [%]	Φορέας [/]	Πλαστικότητα μφ [/]	Επιταχύνσεις ελαστ. φάσμ. Se(T1) [m/s <sup>2</sup> ]
Z	3.450	0.143	88.500	3	18.148	5.489
X	3.450	0.123	91.179	2	20.877	5.046

Χαρακτηριστική Περίοδος Tc = 0.500 [sec]

Φαινόμενα 2ας τάξης EC8-1 §4.4.2.2(2) - Σεισμικός αρμός EC8-1 §4.4.2.7

Σχετική παραμόρφωση ορόφου EC8-1 §4.4.3.2 - Ποσοστό δυσκαμψίας Δευτερευόντων Σεισμικών μελών EC8-1 §4.2.2(4)

Επίπεδο [/]	Θήτα [/]	ds (X) [cm]	ds (Z) [cm]	Μέσο(drX*v)/h [/]	Μέσο(drZ*v)/h [/]	K-ΔΣΜ(X) [%]	K-ΔΣΜ(Z) [%]
1:nv	0.011	0.24	0.36	0.0003	0.0004	0.00	0.00

Σημείωση

- \* Τα Θ, dr, ds έχουν υπολογιστεί με d = q \* de ( qx = 3.45/ qz = 3.45 ). Συντελεστής μείωσης ν = 0.40
- \* (ds: Απόλυτες μετακινήσεις, dr: Σχετικές μετακινήσεις).
- \* ΚΔΣΜ: Ακαμψία Δευτερευόντων μελών <=15.0%

Επίδραση τοιχοπληρώσεων - ηc (ΣΠΕΜ) Υποστυλωμάτων EC8-1 §4.3.6.3.2

Οροφος [/]	ΔVRwX [kN]	ΔVRwZ [kN]	ΣVEdX [kN]	ΣVEdz [kN]	ΣΠΕΜ ηc_X	qx [-]	ΣΠΕΜ ηc_Z	qz [-]
0	0.00	0.00	11.18	8.26	1.000	3.450	1.000	3.450

$$\eta_c = 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Sigma V_{Ed}} \leq q$$

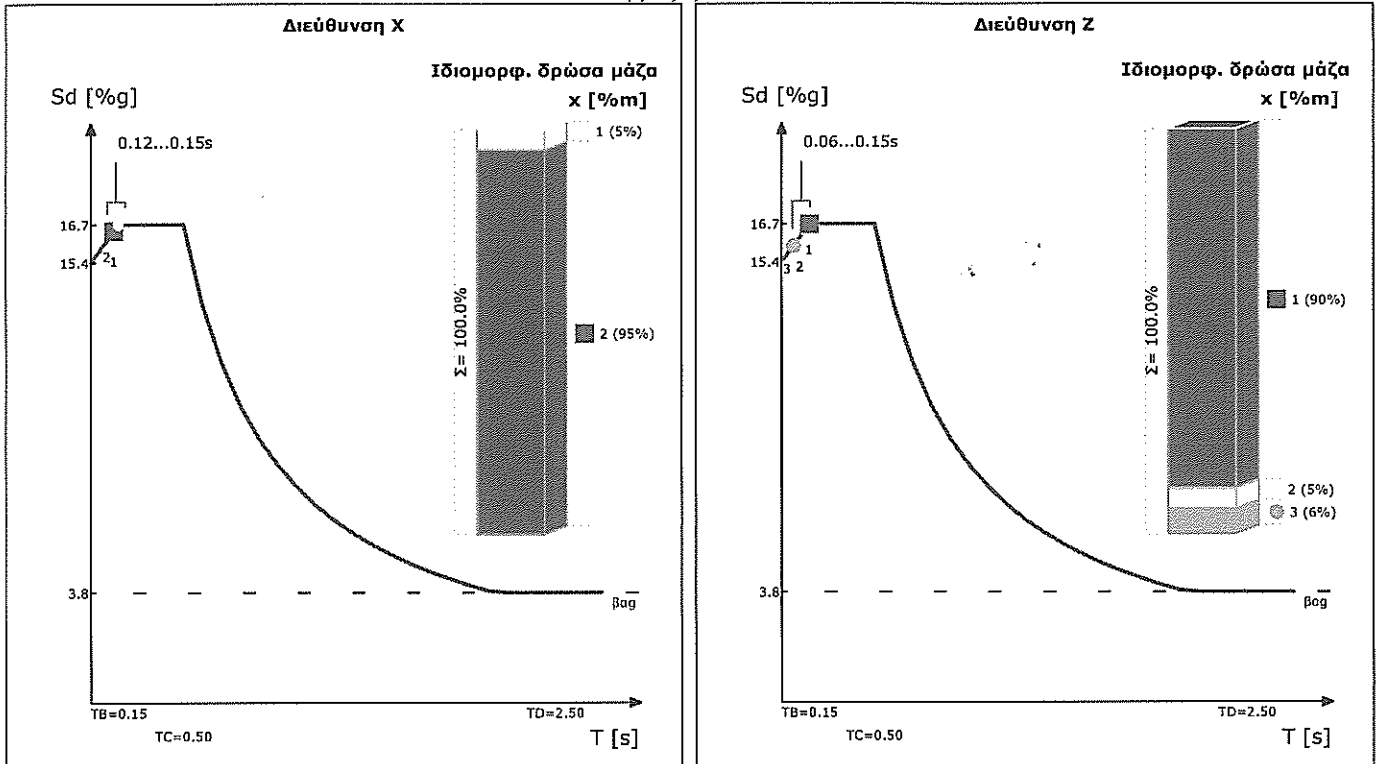
## Συνοπτικά δεδομένα μελέτης

Οροφος [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	ΣΠΕΜ Δοκών nb	Συντ. Συνδυασμών ψ2	Συντ. μεταβλ. δράσεων Φ	Συντ. εκκ/τας X Lz	Συντ. εκκ/τας Z Lx
0	3.00	1.000	0.300	0.500	0.050	0.050
-1	0.00	1.000	0.300	0.500	0.050	0.050

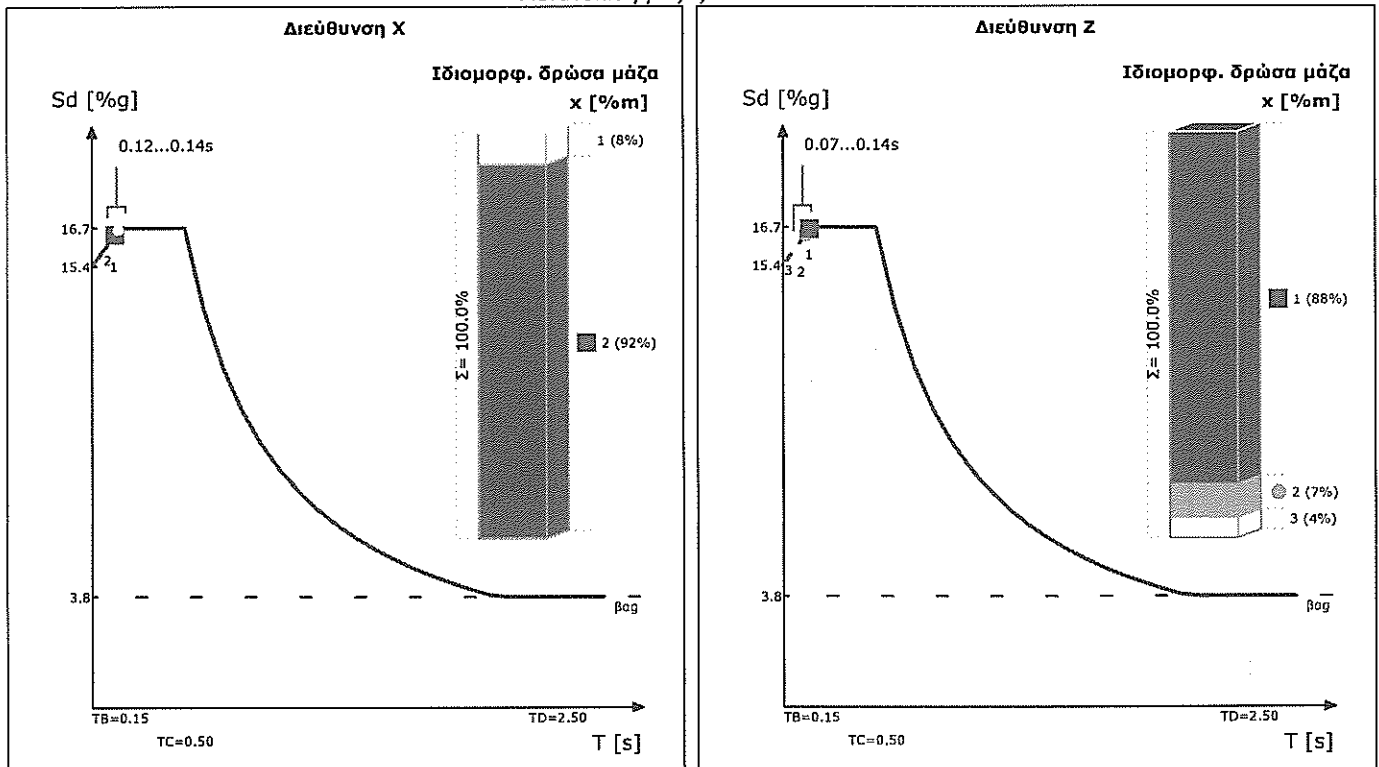
## Σεισμική ανάλυση

### Φάσμα σχεδιασμού [EC8-1 §3.2.2.5] - Ιδιοπερίοδοι

Μετατόπιση μάζας κατά +X



Μετατόπιση μάζας κατά -X



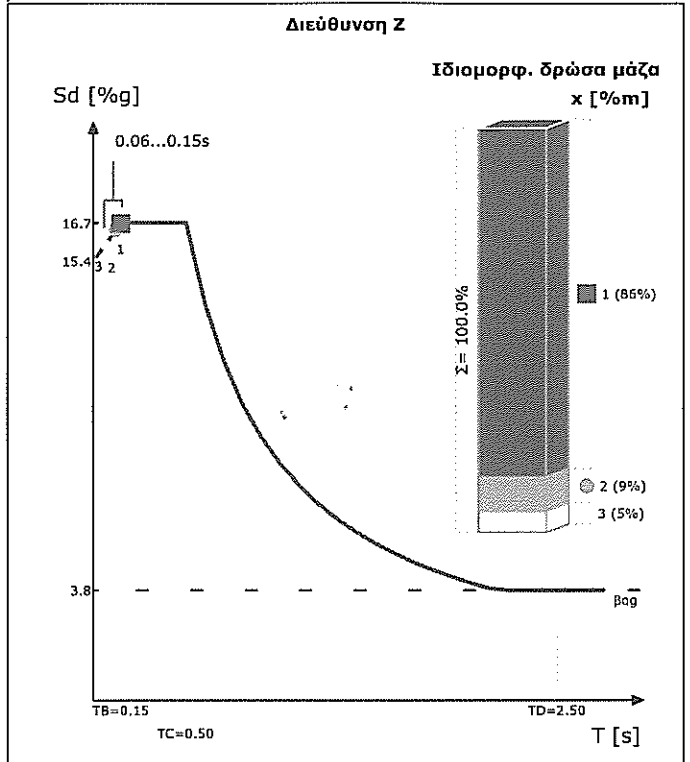
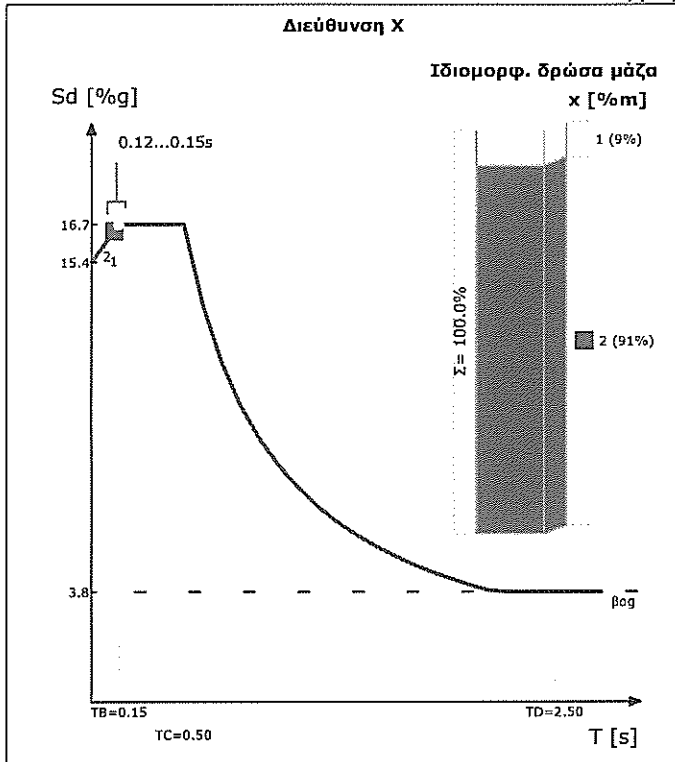
$$S_d(TB \leq T < TC) = \frac{a_g \cdot S \cdot 2.5}{q} = 16.7\%g$$

$$a_x = 3.45$$

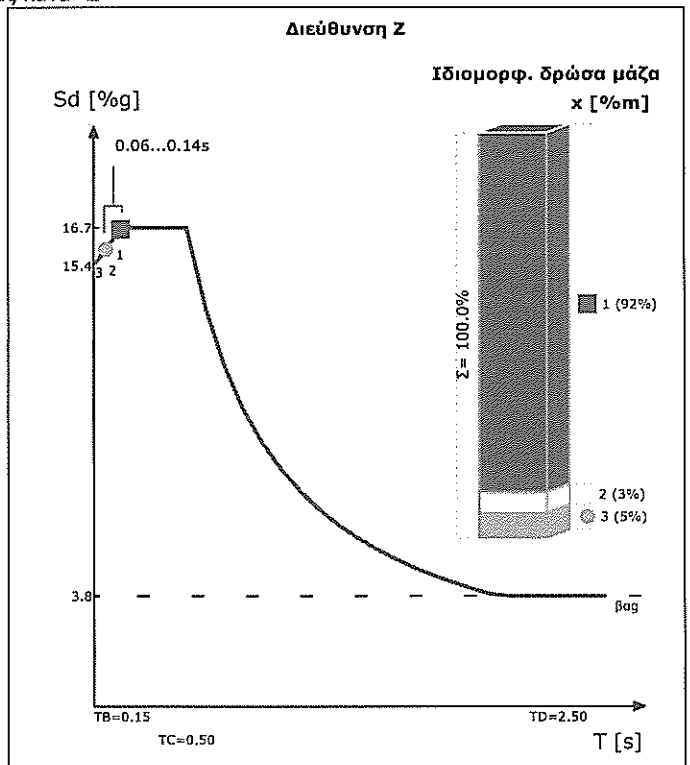
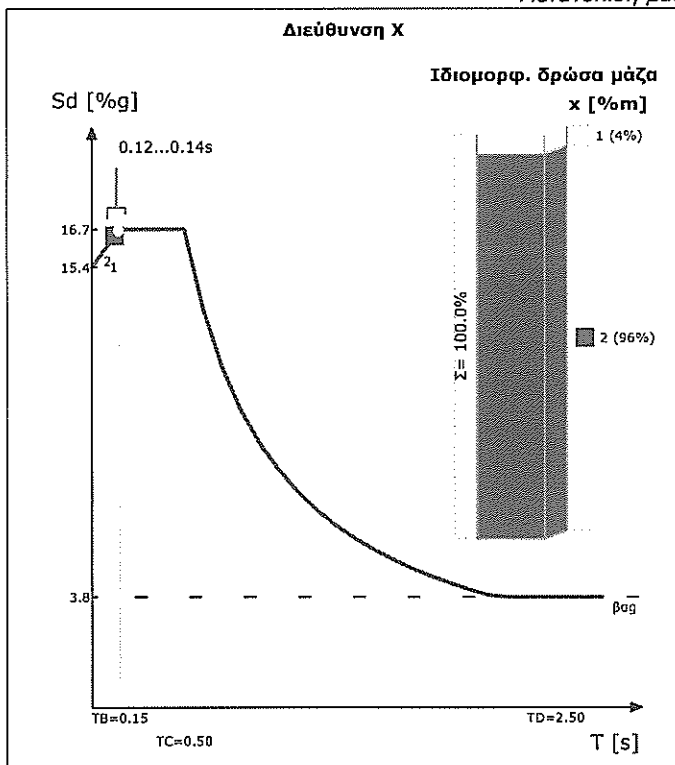
$$S_d(TB \leq T < TC) = \frac{a_g \cdot S \cdot 2.5}{q} = 16.7\%g$$

$$a_z = 3.45$$

Μετατόπιση μάζας κατά +Z



Μετατόπιση μάζας κατά -Z



$$S_d (T_B \leq T \leq T_C) = \frac{a_g \cdot S \cdot 2.5}{q} = 16.7\%g$$

$$q_x = 3.45$$

$$S_d (T_B \leq T \leq T_C) = \frac{a_g \cdot S \cdot 2.5}{q} = 16.7\%g$$

$$q_z = 3.45$$

**Τέμνουσα βάση [EC8-1 §4.3.3.3.1(3), §4.3.3.3.2(3)P]**

$$F_b = CQC( F_{bk} ), \quad F_{bk} = Sd( T_k ) \cdot m_k$$

Διεύθυνση σεισμού [μετατόπιση μάζας κατά]	Fb [kN]
X [+Z]	7.70
X [-Z]	7.99
Z [+X]	7.60
Z [-X]	7.58

**Βάρος κτιρίου**

Φόρτιση [/]	W [kN]
Μόνιμα φορτία	338.63
Κινητά φορτία	112.58
Μόνιμα φορτία + Κινητά φορτία	451.21

## Επίλυση πλακών θου 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 ECO (6.10α) & (6.10β)

Μειωτικός συντ. δυσμενών μονίμων δράσεων  $\xi = 0.850$  - Συντ. συνδυασμού συνοδευτικών μεταβλητών δράσεων  $\psi_0 = 0.700$

### Είδη υλικών πλακών

Είδος [/]	Σκυρόδεμα [/]	fck [Mpa]	Ecm [Gpa]	fctm [Mpa]	fyk [Mpa]
1	C16/20	16.0	29.0	1.90	500.0

Όλες οι πλάκες έχουν τα ίδια χαρακτηριστικά

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

Πλάκα [/]	lx [m]	lz [m]	h [m]	hp [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	2.00	2.05	0.130	-	0.025	3.25	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.74

### Εντατικά μεγέθη - Οπλισμοί πλακών

Πλάκα [/]	Τύπος [/]	Διε [/]	dx [m]	mfx [kNm]	As1x_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2x_rq [cm <sup>2</sup> ]	dz [m]	mfz [kNm]	As1z_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2z_rq [cm <sup>2</sup> ]
1	4	x-z	0.105	1.35	0.30	0.00	0.095	1.28	0.32	0.00

Στις πλάκες zoellner ή sandwich, τα εντατικά μεγέθη και οι οπλισμοί έχουν αναχθεί ανά διαδοκίδια

### Ράβδοι σιδηρού οπλισμού πλακών

Πλάκα [/]	Διεύθυνση Κάτω	x Άνω	Διεύθυνση Κάτω	z Άνω	Ελεύθερη Κάτω	παρειά Άνω	Οπλισ Κάτω	συστροφής Άνω
1	Φ8/25		Φ8/25					

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

Πλάκα [/]	l [m]	d [m]	K [/]	ρ0 [ο/σο]	As1_pr [cm <sup>2</sup> ]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	[l/d] [/]	[l/d]lim [/]	
1	2.00	0.105	1.00	4.00	2.01	0.30	0.00	19.05	<	199.00

### 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 ξυλοστ	Βέλος διαχ.	Επιτρ. διαχ.	Ο.Κ.
1	0.75	0.00	0.20	0.00	0.16	0.00	0.36	8.00	0.00	0.07	5.71	Ο.Κ.

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]	Mcr [kNm]	Asmin [cm <sup>2</sup> ]	os [MPa]	SrMax [m]	esm-ecm [*E-3]	Wk [mm]
1	0.105	0.75	<	5.68	2.38			

Ο έλεγχος ρηγμάτωσης στο άνοιγμα 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]	σcp (k1*fck) [MPa]	σs [MPa]	σcp (k3*fyk) [MPa]	Πρόσθ - [cm <sup>2</sup> ]
1	0.105	0.97	<	5.68				

2

# Αποτελέσματα χωρικού πλαισίου

## Δεδομένα φορέα (M= 0)

Συνολικός αριθμός κόμβων φορέα	=	32
Μέγιστος αρ. βαθμ. ελευθ. ανά κόμβο	=	6
Διαστάσεις του προβλήματος	=	3
Χώρος εργασίας σε πραγματικούς αριθμούς	=	80000000

## Στοιχεία επιπέδων

Αριθμός επιπέδων	=	1
------------------	---	---

## Δεδομένα μελών (M= 0)

Αριθμός μελών	=	36
Αριθμός ειδών μελών	=	13

## Βάρος και μάζα κτιρίου

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων [kN]	Μάζα επιπέδου [ton]
1:βάση	3.00	0.117E+03	0.518E+01

EC8-1 §3.2.4:

Το βάρος προκύπτει από την φόρτιση G+ψ2\*Q

Η μάζα προκύπτει από την φόρτιση G+φ\*ψ2\*Q

## Ανάλυση φασματικής αποκρίσεως (M= 0)

Δεδομένα φάσματος τύπου 1		
Φάσμα Σχεδιασμού Ευρωκώδικα Sd(T) (EN1998-1)		
Σεισμική ζώνη	=	Z1
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση agR	=	0.160g
Κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση anv	=	0.144g
Σπουδαιότητα κτιρίου	=	III
Συντελεστής σπουδαιότητας γI	=	1.20
Συντελεστής τοπογραφικής ενίσχυσης St	=	1.00
Εδαφικός τύπος		
Εδαφικός τύπος	=	B
Παράμετροι της οριζ. συνιστώσας φάσματος		
Συντελεστής εδάφους S	=	1.20
Χαρακτηριστική περίοδος - οριζόντια TB [sec]	=	0.15
Χαρακτηριστική περίοδος - οριζόντια TC [sec]	=	0.50
Χαρακτηριστική περίοδος - οριζόντια TD [sec]	=	2.50
Παράμετροι της κατακ. συνιστώσας φάσματος		
Χαρακτηριστική περίοδος - κατακόρυφα TvB [sec]	=	0.05
Χαρακτηριστική περίοδος - κατακόρυφα TvC [sec]	=	0.15
Χαρακτηριστική περίοδος - κατακόρυφα TvD [sec]	=	1.00
Συντελεστής ελαχίστου ορίου φάσματος β	=	0.20
Συντελεστής απόσβεσης ξ[%]	=	5.00
Συντελεστής σεισμ. συμπεριφοράς οριζ. qx	=	3.45
Συντελεστής σεισμ. συμπεριφοράς οριζ. qz	=	3.45
Συντελεστής σεισμ. συμπεριφοράς κατακ. qv	=	1.50

## Υπολογισμός ελαστικού πλασματικού άξονα (M= 0)

Αριθμός διαφραγμάτων	=	1
Διάφραγμα που καθορίζει τον πλασματικό άξονα	=	Στο 80% του ύψους.

Ακτίνες δυστρεψίας ως προς κέντρο μάζας

## Συντεταγμένες πόλου στροφής

Συντεταγμένη X [m]	Συντεταγμένη Y [m]	Συντεταγμένη Z [m]
0.190E+00	3.00	0.105E+01

Γωνία μεταξύ κύριου συστήματος (I,II) και καθολικού συστήματος (X,Z) α= 28.776 μοίρες

## Ακτίνες δυστρεψίας και αδράνειας και στατικές εκκεντρότητες.

Ομάδα [I]	rI [m]	rII [m]	Is [m]	eoI [m]	eoII [m]
1	0.203E+01	0.177E+01	0.831E+00	0.649E+00	-0.319E+00

## Δυναμική Ανάλυση (EC8) (M= 0)

### Εύρεση ιδιοτιμών φορέα: (Subspace iteration)

Αριθμός ζητούμενων ιδιοτιμών	=	9
Ακρίβεια συγκλίσεως ιδιοτιμών	=	0.10000E-03
Αναζήτηση ιδιομορφών ώστε ΣMi>90% της μάζας	:	Ναι
Πολλαπλασιασμός μεγεθών με M/ΣMi	:	Ναι
Υπολογισμός πόλων ιδιομορφών	:	Ναι
Υψόμετρο βάσης(Εφαρμογή σεισμικών δυνάμεων) [m]	=	0.000

**Μετάθεση κέντρου μάζας.**

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Αρχικό X [m]	Αρχικό Z [m]	Μετάθεση μάζας κατά	Νέο X [m]	Νέο Z [m]
1:βόση	3.00	0.910E+00	0.107E+01	+X	0.100E+01	0.107E+01
				+Z	0.910E+00	0.116E+01
				-X	0.820E+00	0.107E+01
				-Z	0.910E+00	0.977E+00

**Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα.****Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	4.979	0.000	89.796	4.979	0.000	89.796
2	94.983	0.000	4.502	99.962	0.000	94.298
3	0.038	0.000	5.702	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

**Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	8.806	0.000	86.370	8.806	0.000	86.370
2	91.179	0.000	8.509	99.985	0.000	94.879
3	0.015	0.000	5.121	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

**Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	7.908	0.000	88.500	7.908	0.000	88.500
2	92.057	0.000	7.387	99.965	0.000	95.887
3	0.035	0.000	4.113	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

**Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)**

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	4.019	0.000	91.931	4.019	0.000	91.931
2	95.720	0.000	3.430	99.739	0.000	95.361
3	0.261	0.000	4.639	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

**Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις (M= 0)****Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)**

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec <sup>2</sup> ]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec <sup>2</sup> ]	- [Ποσοστό g]
1	0.1482	1.63628	0.167	1.63628	0.167
2	0.1240	1.61515	0.165	1.61515	0.165
3	0.0639	1.56260	0.159	1.56260	0.159
4	0.0026	1.50905	0.154	1.50905	0.154

**Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)**

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec <sup>2</sup> ]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec <sup>2</sup> ]	- [Ποσοστό g]
1	0.1473	1.63551	0.167	1.63551	0.167
2	0.1233	1.61449	0.165	1.61449	0.165
3	0.0643	1.56296	0.159	1.56296	0.159
4	0.0025	1.50900	0.154	1.50900	0.154

**Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)**

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec <sup>2</sup> ]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec <sup>2</sup> ]	- [Ποσοστό g]
1	0.1429	1.63162	0.166	1.63162	0.166
2	0.1237	1.61488	0.165	1.61488	0.165
3	0.0654	1.56395	0.159	1.56395	0.159
4	0.0024	1.50889	0.154	1.50889	0.154

**Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)**

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[Ποσοστό g]
1	0.1437	1.63232	0.166	1.63232	0.166
2	0.1247	1.61576	0.165	1.61576	0.165
3	0.0648	1.56340	0.159	1.56340	0.159
4	0.0024	1.50890	0.154	1.50890	0.154

### Συντεταγμένες πόλου στροφής σημαντικών ιδιομορφών

#### Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X [m]	Συντεταγμένη Y [m]	Συντεταγμένη Z [m]
-	-	-	-	-	-
1	3.00	2	-0.200E+01	0.300E+01	0.148E+02
1	3.00	1	-0.320E+01	0.300E+01	0.845E-01

#### Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X [m]	Συντεταγμένη Y [m]	Συντεταγμένη Z [m]
-	-	-	-	-	-
1	3.00	2	-0.432E+01	0.300E+01	0.184E+02
1	3.00	1	-0.332E+01	0.300E+01	-0.200E+00

#### Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X [m]	Συντεταγμένη Y [m]	Συντεταγμένη Z [m]
-	-	-	-	-	-
1	3.00	2	-0.282E+01	0.300E+01	0.139E+02
1	3.00	1	-0.414E+01	0.300E+01	-0.418E+00

#### Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X [m]	Συντεταγμένη Y [m]	Συντεταγμένη Z [m]
-	-	-	-	-	-
1	3.00	2	-0.114E+01	0.300E+01	0.116E+02
1	3.00	1	-0.391E+01	0.300E+01	-0.218E-01

### Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2))

#### Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	Θ [°]	1/(1-θ) [°]
1	3.00	3.00	0.008	1.00

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	Θ [°]	1/(1-θ) [°]
1	3.00	3.00	0.011	1.00

#### Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	Θ [°]	1/(1-θ) [°]
1	3.00	3.00	0.008	1.00

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	Θ [°]	1/(1-θ) [°]
1	3.00	3.00	0.010	1.00

#### Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	Θ [°]	1/(1-θ) [°]
1	3.00	3.00	0.008	1.00

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]
1	3.00	3.00	0.010	1.00

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]
1	3.00	3.00	0.008	1.00

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Ύψος Ορόφου [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]
1	3.00	3.00	0.010	1.00

Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών

Μέθοδος: Ταυτόχρονων τιμών των μεγεθών. ( A.Gupta )

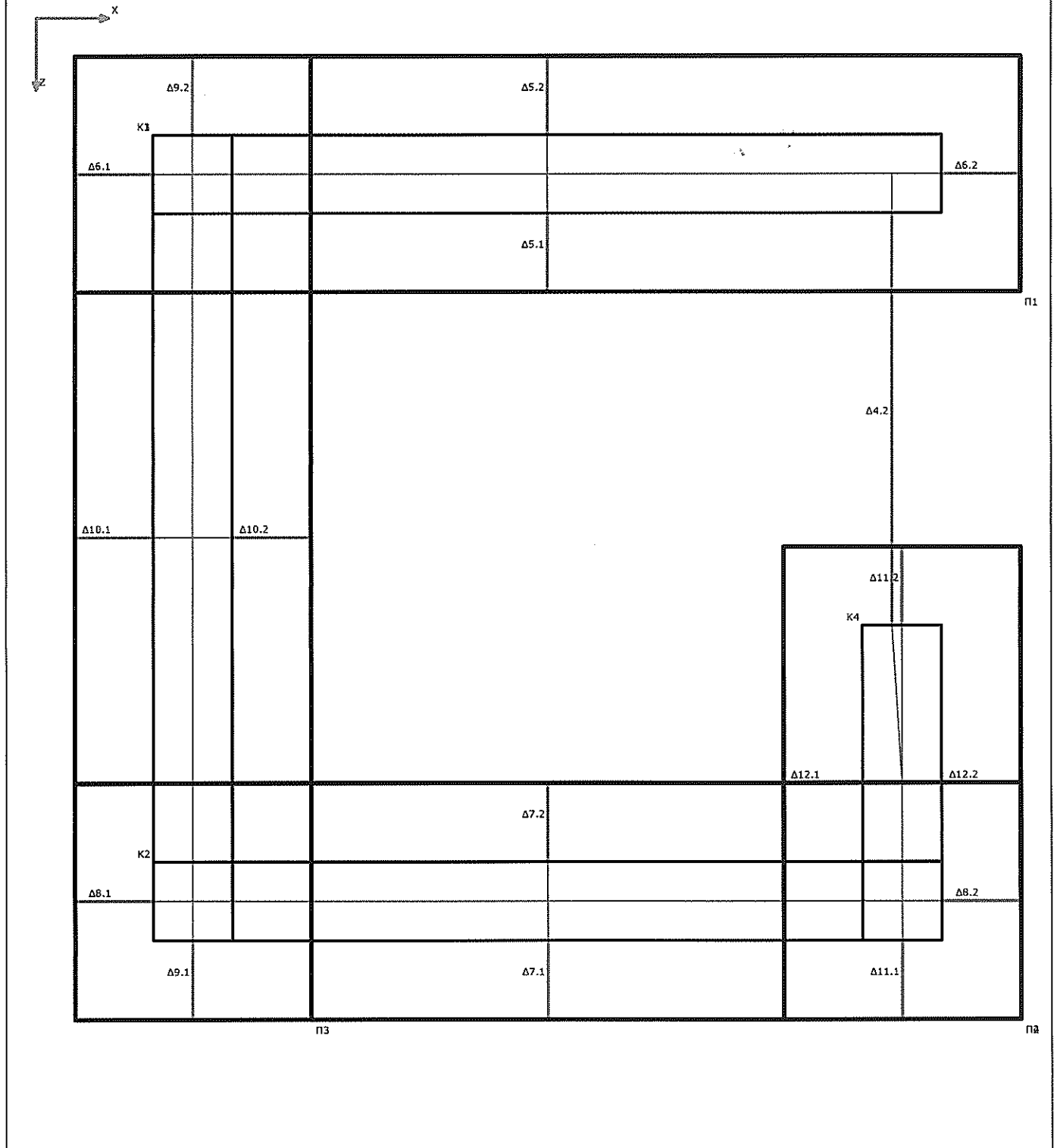
Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2)) - Σεισμικός αρμός (EC8-1 §4.4.2.7) -  
Σχετική παραμόρφωση ορόφου (EC8-1 §4.4.3.2)

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	$\theta$ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]	Μέσο(drX)*v/h [/]	Μέσο(drZ)*v/h [/]
1	3.00	0.011	1.0000	0.24	0.36	0.00030	0.00039

Τα  $\theta$ , dr, ds έχουν υπολογιστεί με  $d = q * d_e$  ( $q_x = 3.45$ ,  $q_z = 3.45$ ). Συντελεστής μείωσης  $v = 0.40$   
(ds: Απόλυτες μετακινήσεις, dr: Σχετικές μετακινήσεις)

# Κάτοψη ορόφου: -1

Ονόματα μελών - κόμβων



# Διαστασιολόγηση δοκών ορόφου: -1

## Δοκός: Δ4.2, Όροφος -1

### Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 4	Τέλος: 6	Μέλος: 12	ΣΠΕΜ = 1.00
Διατομή	Ορθογωνική		Συνδετήρια	Ακαμπτές απολήξεις
Διαστάσεις	25/60/5.7 [cm]		Μήκος lcl=1.05m	Bl=0.40m Br=0.10m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C16/20		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C
Κανονισμός	ΚΠΜ		Κύρια δοκός	Ανακατανομή ροπών=Οχι

### Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm²]	As2_ca [cm²]	As_sl [cm²]	x [m]	As1_rq [cm²]	As2_rq [cm²]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
ΣΣ:+x	4	0.00	-2.77	0.00	0.11	0.00	0.00	0.01	5.43	5.43	4.000	2
ΣΣ:+x	4	0.00	2.02	0.00	0.08	0.00	0.00	0.01	5.43	5.43	4.000	2
ΣΣ:-x	0	0.21	1.79	0.00	0.07	0.00	0.00	0.01	5.43	5.43	4.000	2
ΣΣ:+x	0	0.84	2.23	0.00	0.09	0.00	0.00	0.01	5.43	5.43	4.000	2
ΣΣ:+x	6	0.00	-2.48	0.00	0.10	0.00	0.00	0.01	5.43	5.43	4.000	2

### Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm²]	Asl [cm²]
ΣΣ:+x	4	0.00	10.05	0.09	0.06	0.53	4.93	73.89	50.68	1.20	2τμ.ΣΦ10/20/20		
ΣΣ:+x	6	0.00	0.19	0.02	0.06	0.53	4.93	73.89	50.68	1.20	2τμ.ΣΦ10/20/20		

\* Αντίσταση σε ροπή στρέψης σχεδιασμού TRdmax = 45.14kNm - Ροπή στρέψης κατά την ρηγμάτωση TRdc = 13.36kNm - VRdmax = 365.94kN

### Μέγιστα απαιτούμενου διαμήκη οπλισμού και συνδετήρων

Θέση [/]	Κόμβ [/]	Κάτω [cm²]	Φορτ [/]	Ανω [cm²]	Φορτ [/]	Συνδετήρες [τμ Φ/s]	Φορτ [/]	Διαγ. [cm²]	Φορτ [/]	Διαγ. [cm²]	Φορτ [/]	Κορμός [cm²]	Φορτ [/]
Ανοιγμα		5.43	ΣΣ:+x	5.43	ΣΣ:-x	2τμ.ΣΦ10/20	ΣΣ:+x						
Κόμβος	4	5.43	ΣΣ:+x	5.43	ΣΣ:+x	2τμ.ΣΦ10/20	ΣΣ:+x						
Κόμβος	6	5.43	ΣΣ:+x	5.43	ΣΣ:+x	2τμ.ΣΦ10/20	ΣΣ:+x						

### Απαιτούμενος και τοποθετούμενος διαμήκης οπλισμός

Αν. [Λ]	Θέση [Λ]	Αρχή[τ] [cm²]	Ανοιγμα[τ] [cm²]	Τέλος[τ] [cm²]	Αρχή[ρ] [cm²]	Ανοιγμα[ρ] [cm²]	Τέλος[ρ] [cm²]
2	Πάνω	5.43	5.43	5.43	6.16	6.16	6.16
2	Κάτω	5.43	5.43	5.43	6.16	6.16	6.16

### Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ4

Θέση	Κάτω σε μήκος	Σπάνε στις θέσεις	Άνω σε μήκος	Πρ. Λοξά σε θέσεις
Ανοι	2 4Φ14		4Φ14	
Συνδετήρες :	2τμ.ΣΦ10/20	Κρίσιμη περιοχή Αρχή:	Τέλος:	
<b>Ελάχιστη διάσταση (hc) στίριξης για αγκύρωση βάσει EC2</b>				
[Π]:Κόμβος 4	Για Φ14	(α) με άγκιστρο [EC2 πιν.8.1] hc= 1.02m	(β) με τύμπανο D= 51cm [EC2 Σχέση 8.1] hc= 0.32m	
[Κ]:Κόμβος 4	Για Φ14	(α) με άγκιστρο [EC2 πιν.8.1] hc= 0.71m	(β) με τύμπανο D= 51cm [EC2 Σχέση 8.1] hc= 0.32m	
[Π]:Κόμβος 6	Για Φ14	(α) με άγκιστρο [EC2 πιν.8.1] hc= 1.02m	(β) με τύμπανο D= 51cm [EC2 Σχέση 8.1] hc= 0.32m	
[Κ]:Κόμβος 6	Για Φ14	(α) με άγκιστρο [EC2 πιν.8.1] hc= 0.71m	(β) με τύμπανο D= 51cm [EC2 Σχέση 8.1] hc= 0.32m	

## Πέδιλο: Π1, Όροφος -1

### Γενικά δεδομένα πεδίου

Διαστάσεις	Ly= 2.40m	Lz= 0.60m	h1= 0.30m   h2= 0.40m   d'=0.057m	Cy= 0.20m	Cz= 0.20m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C16/20		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C	
Κανονισμός	ΚΠΜ		Με Α.Α.Π.		
Έδαφος	σper=250.00kPa		D= 0.00m	δ= 30.00°	(λ*kp) λ= 0.30

### Μέγιστα Φέρουσας ικανότητας RVd - Αντίστασης σε ολισθήση RHd+Rpd [EC7-1 §6.5.2-3]

Φόρτ [/]	γRd*Ω [/]	eL [m]	eB [m]	Vd [kN]	RVd [kN]	Hd [kN]	RHd+Rpd [kN]
1.35G+1.05Q	1.00	0.04	0.00	138.92	< 492.67	0.09	< 72.92
ΣΣ14: G+ψ2Q +0.3 (EI+emax) - (EI+emin)	1.00	0.08	0.00	96.39	< 638.43	2.84	< 55.65
ΣΣ1: G+ψ2Q + (EI+emax) +0.3 (EI+emax)	1.00	0.08	0.00	82.29	< 605.11	5.71	< 47.51

### Δυσμενέστερος έλεγχος τάσεων εδάφους

Φόρτ [/]	Τάσεις αιχμής				1.2 σ*επ [kPa]	Μέση τάση [kPa]	σ*επ [kPa]
	Γωνία 1 [kPa]	Γωνία 2 [kPa]	Γωνία 3 [kPa]	Γωνία 4 [kPa]			
1.00G+1.00Q	65.29	67.39	85.28	83.18	< 300.00	76.50	< 250.00

Σημείωση: σ\*επ = 2.0 σεπ για σεισμικά φορτία και σ\*επ = σεπ για στατικά φορτία

**Δοκός: 5, Άνοιγμα 1, Μέλος: { 13 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [kN]	Κόμβ [kN]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [kN]
ΣΣ:-x	1	0.10	2.05	0.00	0.07	0.00	0.00	0.00	20.06	0.00	1.300	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 1.20 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [kN]	Κόμβ [kN]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [kNm]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [kN]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QC	1	0.10	38.54		0.00	0.15	28.86	839.94	420.03				
1.15G+1.50QC	1	0.10	38.54		0.00	0.15	28.86	839.94	420.03				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 1.20 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 5, Άνοιγμα 2, Μέλος: { 14 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [kN]	Κόμβ [kN]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [kN]
1.15G+1.50Q	1	0.10	3.95	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	20.06	0.00	1.300	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 1.20 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [kN]	Κόμβ [kN]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [kNm]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [kN]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QC	1	0.10	39.44		0.00	0.15	29.62	839.94	420.03				
1.15G+1.50QC	1	0.10	39.44		0.00	0.15	29.62	839.94	420.03				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 1.20 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 6, Άνοιγμα 1, Μέλος: { 15 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [kN]	Κόμβ [kN]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [kN]
ΣΣ:+x	1	1.00	0.31	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	5.01	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [kN]	Κόμβ [kN]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [kNm]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [kN]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QD	1	0.60	21.82		0.00	0.60	21.82	209.99	105.01				
1.15G+1.50QD	1	0.60	21.82		0.00	0.60	21.82	209.99	105.01				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 6, Άνοιγμα 2, Μέλος: { 16 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [kN]	Κόμβ [kN]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [kN]
1.15G+1.50Q	1	1.00	0.95	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	5.01	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [kN]	Κόμβ [kN]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [kNm]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [kN]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QC	1	0.60	27.91		0.00	0.60	27.91	209.99	105.01				
1.15G+1.50QC	1	0.60	27.91		0.00	0.60	27.91	209.99	105.01				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Πέδιλο: Π2, Όροφος -1****Γενικά δεδομένα πεδίου**

Διαστάσεις	Ly= 2.40m	Lz= 0.60m	h1= 0.30m	h2= 0.40m	d'=0.057m	Cy= 0.20m	Cz= 0.20m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C16/20		Χάλυβας: B500C		Συνδετήρες: B500C		
Κανονισμός	ΚΠΜ		Με Α.Α.Π.				
Έδαφος	σper=250.00kPa		D= 0.00m		δ= 30.00°		(λ*kp) λ= 0.30

**Μέγιστα Φέρουσας Ικανότητας RVd - Αντίσταση σε ολίσθηση RHd+Rpd [EC7-1 §6.5.2-3]**

Φορτ [kN]	γRd*Ω [kN]	eL [m]	eB [m]	Vd [kN]	RVd [kN]	Hd [kN]	RHd+Rpd [kN]	
1.35G+1.05Q	1.00	0.04	0.00	126.59	<	491.80	0.09 <	66.44

**Μέγιστα Φέρουσας ικανότητας RVd - Αντίστασης σε ολίσθηση RHd+Rpd [EC7-1 §6.5.2-3]**

Φόρτ [/]	$\gamma_{Rd} \cdot \Omega$ [/]	eL [m]	eB [m]	Vd [kN]		RVd [kN]	Hd [kN]		RHd+Rpd [kN]
ΣΣ11: G+ψ2Q + (EI+emin) -0.3 (EI+emax)	1.00	0.10	0.00	82.99	<	600.74	5.24	<	47.92
ΣΣ15: G+ψ2Q +0.3 (EI+emin) - (EI+emax)	1.00	0.10	0.00	75.61	<	574.47	6.49	<	43.65

**Δυσμενέστερος έλεγχος τάσεων εδάφους**

Φόρτ [/]	Τάσεις οριζών				1.2 σ*επ [kPa]	Μέση τάση [kPa]	σ*επ [kPa]	
	Γωνία 1 [kPa]	Γωνία 2 [kPa]	Γωνία 3 [kPa]	Γωνία 4 [kPa]				
1.00G+1.00Q	58.77	61.20	77.70	75.27	<	300.00	<	250.00

Σημείωση: σ\*επ = 2.0 σεπ για σεισμικά φορτία και σ\*επ = σεπ για στατικά φορτία

**Δοκός: 7, Άνοιγμα 1, Μέλος: { 17 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
ΣΣ-x	2	0.10	1.76	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	20.06	0.00	1.300	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 1.20 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τυ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QC	2	0.10	33.84		0.00	0.15	25.33	839.94	420.03				
1.15G+1.50QC	2	0.10	33.84		0.00	0.15	25.33	839.94	420.03				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 1.20 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 7, Άνοιγμα 2, Μέλος: { 18 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
1.15G+1.50Q	2	0.10	3.50	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	20.06	0.00	1.300	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 1.20 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τυ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QC	2	0.10	34.88		0.00	0.15	26.21	839.94	420.03				
1.15G+1.50QC	2	0.10	34.88		0.00	0.15	26.21	839.94	420.03				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 1.20 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 8, Άνοιγμα 1, Μέλος: { 19 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
ΣΣ+x	2	1.00	0.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.01	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τυ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QD	2	0.60	19.44		0.00	0.60	19.44	209.99	105.01				
1.15G+1.50QD	2	0.60	19.44		0.00	0.60	19.44	209.99	105.01				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 8, Άνοιγμα 2, Μέλος: { 20 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
1.15G+1.50QE	2	1.00	0.83	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	5.01	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τυ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QE	2	0.60	24.49		0.00	0.60	24.49	209.99	105.01				
1.15G+1.50QE	2	0.60	24.49		0.00	0.60	24.49	209.99	105.01				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσαρμοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Πέδιλο: Π3, Όροφος -1****Γενικά δεδομένα πεδίου**

Διαστάσεις	Ly= 0.60m	Lz= 2.45m	h1= 0.30m	h2= 0.40m	d'=0.057m	Cy= 0.20m	Cz= 0.20m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C16/20		Χάλυβας: B500C			Συνδετήρες: B500C	
Κανονισμός	ΚΠΜ		Με Α.Α.Π.				
Έδαφος	σ <sub>per</sub> =250.00kPa			D= 0.00m		δ= 30.00°	(λ*κρ) λ= 0.30

**Μέγιστα Φέρουσας ικανότητας Rvd - Αντίστασης σε ολίσθηση RHd+Rpd [EC7-1 §6.5.2-3]**

Φόρτ [/]	γRd*Ω [/]	eL [m]	eB [m]	Vd [kN]		Rvd [kN]	Hd [kN]		RHd+Rpd [kN]
1.35G+1.05Q	1.00	0.03	0.00	125.32	<	508.36	0.10	<	65.78
ΣΣ28: G+ψ2Q - (EI+emin) -0.3 (EI+emin)	1.00	0.06	0.00	86.85	<	642.41	5.25	<	50.14
ΣΣ32: G+ψ2Q -0.3 (EI+emin) - (EI+emin)	1.00	0.09	0.00	78.63	<	592.53	6.94	<	45.40

**Δυσμενέστερος έλεγχος τάσεων εδάφους**

Φόρτ [/]	Τάσεις αιχμής				1.2 σ*επ [kPa]	Μέση τάση [kPa]	σ*επ [kPa]
	Γωνία 1 [kPa]	Γωνία 2 [kPa]	Γωνία 3 [kPa]	Γωνία 4 [kPa]			
1.00G+1.00Q	59.34	68.16	72.55	63.72	< 300.00	67.03	< 250.00

Σημείωση: σ\*επ = 2.0 σεπ για σεισμικά φορτία και σ\*επ = σεπ για στατικά φορτία

**Δοκός: 9, Άνοιγμα 1, Μέλος: { 21 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
ΣΣ:-x	3	1.03	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.01	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEDmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VED [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	AsI [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QD	3	0.61	20.11		0.00	0.61	20.11	209.99	105.01				
1.15G+1.50QD	3	0.61	20.11		0.00	0.61	20.11	209.99	105.01				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 9, Άνοιγμα 2, Μέλος: { 22 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
1.15G+1.50QE	3	1.03	0.75	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	5.01	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEDmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VED [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	AsI [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QE	3	0.61	22.93		0.00	0.61	22.93	209.99	105.01				
1.15G+1.50QE	3	0.61	22.93		0.00	0.61	22.93	209.99	105.01				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 10, Άνοιγμα 1, Μέλος: { 23 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
ΣΣ:+x	3	0.10	1.66	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	20.47	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 1.25 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEDmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VED [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	AsI [cm <sup>2</sup> ]
1.35G+1.05QC	3	0.10	32.75		0.00	0.15	24.48	857.44	428.78				
1.35G+1.05QD	3	0.10	32.71		0.00	0.15	24.50	857.44	428.78				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 1.25 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 10, Άνοιγμα 2, Μέλος: { 24 }, επί ελαστικού εδάφους**

**Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
1.15G+1.50Q	3	0.10	3.46	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	20.47	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 1.25 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.35G+1.05QC	3	0.10	34.46		0.00	0.15	25.92	857.44	428.78				
1.15G+1.50QC	3	0.10	34.46		0.00	0.15	25.93	857.44	428.78				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 1.25 [m] - d = 0.64 [m]

**Πέδιλο: Π4, Όροφος -1****Γενικά δεδομένα πεδίου**

Διαστάσεις	Ly= 0.60m	Lz= 1.20m	h1= 0.30m	h2= 0.40m	d'=0.057m	Cy= 0.20m	Cz= 0.20m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C16/20			Χάλυβας: B500C		Συνδετήρες: B500C	
Κανονισμός	ΚΠΜ			Με Α.Α.Π.			
Έδαφος	σ <sub>per</sub> =250.00kPa			D= 0.00m	δ= 30.00°	(λ*κρ) λ= 0.30	

**Μέγιστα Φέρουσας ικανότητας RVd - Αντίστασης σε ολισθήση RHd+Rpd [EC7-1 §6.5.2-3]**

Φορτ [/]	γRd*Ω [/]	eL [m]	eB [m]	Vd [kN]	RVd [kN]	Hd [kN]	RHd+Rpd [kN]
1.35G+1.05Q	1.00	0.01	0.00	70.06	< 251.64	0.09	< 36.77
ΣΣ10: G+ψ2Q + (EI+emax) -0.3 (EII+emin)	1.00	0.00	0.01	49.74	< 346.17	0.53	< 28.72
ΣΣ5: G+ψ2Q +0.3 (EI+emax) + (EII+emax)	1.00	0.01	0.00	44.67	< 338.28	1.46	< 25.79

**Δυσμενέστερος έλεγχος τάσεων εδάφους**

Φορτ [/]	Τάσεις αιχμής				1.2 σ*επ [kPa]	Μέση τάση [kPa]	σ*επ [kPa]
	Γωνία 1 [kPa]	Γωνία 2 [kPa]	Γωνία 3 [kPa]	Γωνία 4 [kPa]			
1.00G+1.00Q	72.26	77.72	81.91	76.46	< 300.00	77.17	< 250.00

Σημείωση: σ\*επ = 2.0 σεπ για σεισμικά φορτία και σ\*επ = σεπ για στατικά φορτία

**Δοκός: 11, Άνοιγμα 1, Μέλος: { 25 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
ΣΣ+z	4	0.40	0.37	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	5.01	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QC	4	0.30	12.12		0.00	0.30	12.12	209.99	105.01				
1.15G+1.50QC	4	0.30	12.12		0.00	0.30	12.12	209.99	105.01				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 11, Άνοιγμα 2, Μέλος: { 26 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
1.15G+1.50Q	4	0.40	0.88	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	5.01	0.00	1.299	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τμ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QE	4	0.30	13.12		0.00	0.30	13.12	209.99	105.01				
1.15G+1.50QE	4	0.30	13.12		0.00	0.30	13.12	209.99	105.01				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.30 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 12, Άνοιγμα 1, Μέλος: { 27 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
ΣΣ+z	4	0.10	0.94	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	10.03	0.00	1.300	2

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.60 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συντελεστής τυ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QC	4	0.10	18.35		0.00	0.15	13.72	419.97	210.02				
1.15G+1.50QC	4	0.10	18.35		0.00	0.15	13.72	419.97	210.02				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.60 [m] - d = 0.64 [m]

**Δοκός: 12, Άνοιγμα 2, Μέλος: { 28 }, επί ελαστικού εδάφους****Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [ο/οο]	E [/]
1.15G+1.50Q	4	0.10	1.93	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	10.03	0.00	1.300	2

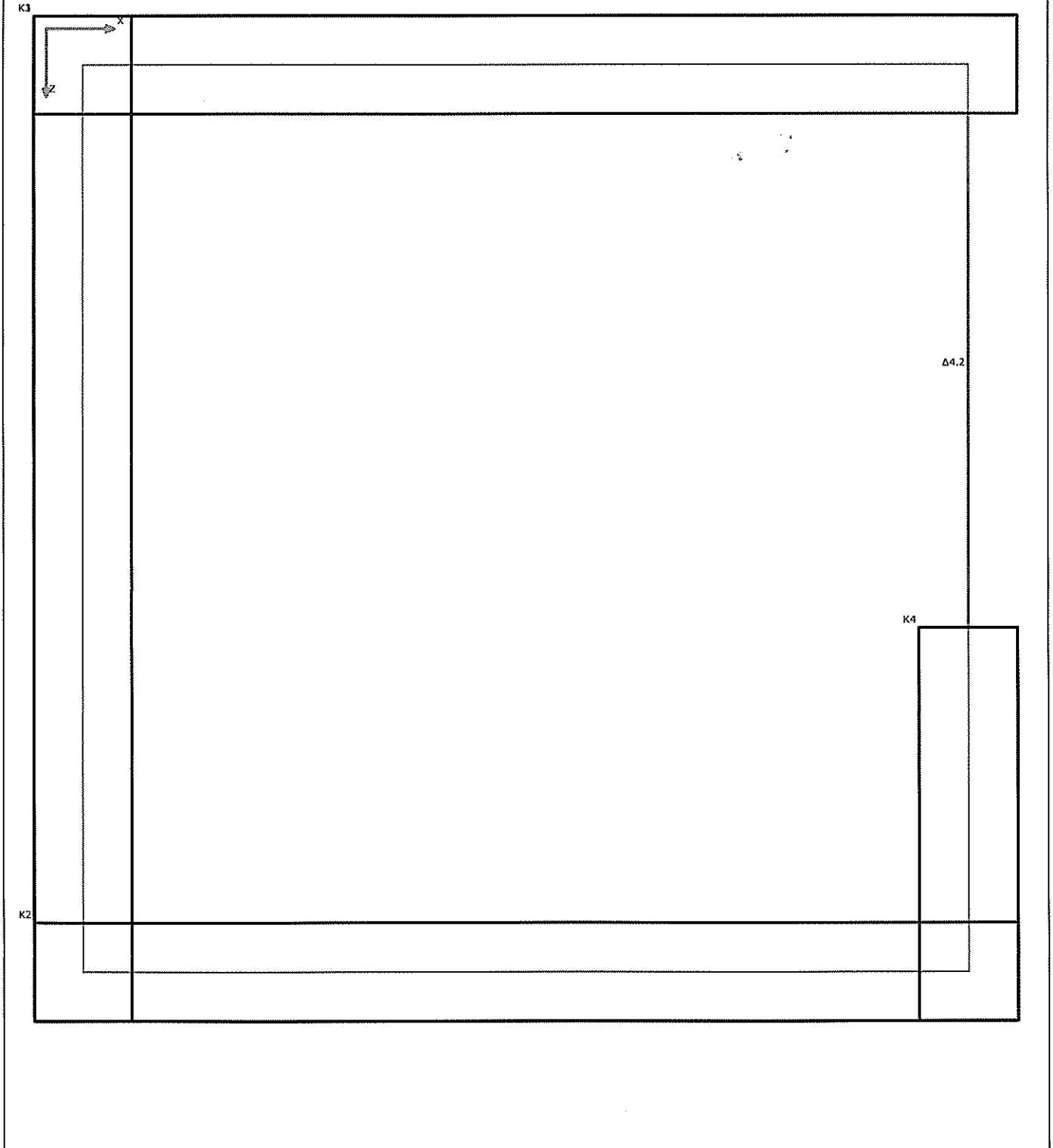
\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.60 [m] - d = 0.64 [m]

**Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης**

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συντελεστής τυ.[mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
1.15G+1.50QC	4	0.10	19.25		0.00	0.15	14.48	419.97	210.02				
1.15G+1.50QC	4	0.10	19.25		0.00	0.15	14.48	419.97	210.02				

\* Διαστάσεις ορθογωνικής δοκού προσομοίωσης: bw = 0.60 [m] - d = 0.64 [m]

Ονόματα μελών - κόμβων



# Διαστασιολόγηση δοκών ορόφου: 0

## Δοκός: Δ4.2, Όροφος 0

### Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 4	Τέλος: 6	Μέλος: 36	ΣΠΕΜ = 1.00
Διατομή	Πλακοδοκός		Ανωδομής	Ακαμπτες απολήξεις
Διαστάσεις	20/30/35/13/5.2 [cm]		Μήκος l <sub>cl</sub> =1.05m	Bl=0.40m Br=0.10m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C16/20		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C
Κανονισμός	ΚΡΜ		Κύρια δοκός	Ανακατανομή ροπών=Ναι

### Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	x [m]	As1_rq [cm <sup>2</sup> ]	As2_rq [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_rq [o/oo]	E [/]
ΣΣ:+x	4	0.00	-1.91	0.00	0.17	0.00	0.00	0.01	2.26	2.26	4.556	2
ΣΣ:+x	4	0.00	1.29	0.00	0.12	0.00	0.00	0.01	2.26	2.26	4.556	2
1.15G+1.50QD	0	0.63	0.21	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	2.26	2.26	4.556	2
ΣΣ:+x	0	1.05	1.36	0.00	0.12	0.00	0.00	0.01	2.26	2.26	4.556	2
ΣΣ:+x	6	0.00	-1.77	0.00	0.16	0.00	0.00	0.01	2.26	2.26	4.556	2

### Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Τάσεων [EC2-1-1 §7.2]

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_pr [cm <sup>2</sup> ]	As2_pr [cm <sup>2</sup> ]	σc [MPa]	<	k1*fck [MPa]	σs [MPa]	<	k3*fyk [MPa]	Προσθ.1 [/]	Προσθ.2 [/]
1.00G+1.00Q	0	0.25	0.00	2.26	2.26	0.1	<	9.6	4.8	<	400.0		
1.00G+1.00Q	4	-0.38	0.00	2.26	2.26	0.2	<	9.6	7.6	<	400.0		
1.00G+1.00Q	6	-0.24	0.00	2.26	2.26	0.1	<	9.6	4.8	<	400.0		

### Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Μέγιστα ελέγχου ρηγμάτωσης - wk < 0.30/0.30 [EC2-1-1 §7.3]

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	MEd [kNm]	NEd [kN]	As1_pr [cm <sup>2</sup> ]	As2_pr [cm <sup>2</sup> ]	Φεσ [mm]	As1min [cm <sup>2</sup> ]	sm [mm]	σs [MPa]	σs_max [MPa]	wk [mm]	Προσθ.1 [/]	Προσθ.2 [/]
1.00[G+ψ2xQ]	0	0.20	0.00	2.26	2.26	12.0	0.82	102	4.0	318.4			
1.00[G+ψ2xQ]	4	-0.31	0.00	2.26	2.26	12.0	0.62	102	6.1	318.4			
1.00[G+ψ2xQ]	6	-0.21	0.00	2.26	2.26	12.0	0.62	102	4.1	318.4			

### Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Συνθήκη απαλλαγής αναλυτικού υπολογισμού βέλους [EC2-1-1 §7.4]

l [m]	d [m]	K [/]	Θέση [/]	ρ0 [o/oo]	ρ1_ca [o/oo]	ρ2_ca [o/oo]	l/d [/]	<	(l/d)lim [/]
1.05	0.25	1.00	0	4.000	0.023	0.000	4.2	<	200.0

### Μέγιστα οπλισμών διάτμησης και στρέψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	VEdmax [kN]	ζ [/]	TEd [kNm]	Θέση [m]	VEd [kN]	V'Rdc [kN]	VRdc [kN]	cotθ [/]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm/cm]	As45 [cm <sup>2</sup> ]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
ΣΣ:+x	4	0.00	30.69	-0.88	0.02	0.25	29.87	27.00	21.91	1.20	2τμ.ΣΦ8/7.5/18.5		
ΣΣ:+x	6	0.00	30.50	-0.89	0.02	0.25	29.68	27.00	21.91	1.20	2τμ.ΣΦ8/7.5/18.5		

\* Αντίσταση σε ροπή στρέψης σχεδιασμού TRdmax = 11.72kNm - Ροπή στρέψης κατά την ρηγμάτωση TRdc = 3.47kNm - VRdmax = 133.71kN

### Μέγιστα απαιτούμενου διαμήκη οπλισμού και συνδετήρων

Θέση [/]	Κόμβ [/]	Κάτω [cm <sup>2</sup> ]	Φορτ [/]	Ανω [cm <sup>2</sup> ]	Φορτ [/]	Συνδετήρες [τμ Φ/s]	Φορτ [/]	Διαγ. [cm <sup>2</sup> ]	Φορτ [/]	Διαγ. [cm <sup>2</sup> ]	Φορτ [/]	Κορμός [cm <sup>2</sup> ]	Φορτ [/]
Άνοιγμα		2.26	ΣΣ:+x	2.26	1.15G+1.50QD	2τμ.ΣΦ8/18.6	ΣΣ:+x						
Κόμβος	4	2.26	ΣΣ:+x	2.26	ΣΣ:+x	2τμ.ΣΦ8/7.5	ΣΣ:+x						
Κόμβος	6	2.26	ΣΣ:+x	2.26	ΣΣ:+x	2τμ.ΣΦ8/7.5	ΣΣ:+x						

### Απαιτούμενος και τοποθετούμενος διαμήκης οπλισμός [Μέθοδος simplex]

Αν. [Λ]	Θέση [Λ]	Αρχή[r] [cm <sup>2</sup> ]	Άνοιγμα[r] [cm <sup>2</sup> ]	Τέλος[r] [cm <sup>2</sup> ]	Αρχή[r] [cm <sup>2</sup> ]	Άνοιγμα[r] [cm <sup>2</sup> ]	Τέλος[r] [cm <sup>2</sup> ]
2	Πάνω	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26
2	Κάτω	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26

### Ελεγχος διαμόρφωσης λεπτομερειών για τοπική πλαστικότητα [EC8-1 §5.4.3.1.2]

Αν. [/]	Κομ [/]	Κατ. [/]	As1_pr [cm <sup>2</sup> ]	As_sl [cm <sup>2</sup> ]	As2_pr [cm <sup>2</sup> ]	As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	As2_pr-As2_ca [cm <sup>2</sup> ]	(As1_pr+As_sl)/2 [cm <sup>2</sup> ]	ρ1_pr+ρ_sl [o/oo]	ρmax [o/oo]	ρ2_pr [o/oo]	
2	4	M-	2.26	0.00	2.26	0.00	2.26	>	1.13	4.56	<	5.68
2	4	M+	2.26	0.00	2.26	0.00	2.26	>	1.13	2.61	<	3.73
2	6	M-	2.26	0.00	2.26	0.00	2.26	>	1.13	4.56	<	5.68
2	6	M+	2.26	0.00	2.26	0.00	2.26	>	1.13	2.61	<	3.73

$$\rho_{max} = \rho' + \Delta\rho; \Delta\rho = 0.0018 \cdot \frac{f_{cd}}{\mu_\phi \cdot \epsilon_{syd} \cdot f_{yd}} = 1.12 \text{ ‰}; \mu_\phi = 18.15$$

### Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ4

Θέση	Ανοι	2	2Φ12	Κάτω σε μήκος	Σπάνε στις θέσεις	2Φ12	Άνω σε μήκος	Πρ. λοξά σε θέσεις
Συνδετήρες :				2τμ.ΣΦ8/18.6	Κρισιμη περιοχή Αρχή:	0.30m	-2τμ.ΣΦ8/7.5	Τέλος: 0.30m -2τμ.ΣΦ8/7.5
Ελάχιστη διάσταση (hc) στήριξης για αγκύρωση βάσει EC2								

Έργο Κατασκευή wc ΑΜΕΑ / Δοκοί ορ. 0

ΓΠ;Κόμβος 4	Για Φ12	(α) με άγκιστρο [EC2 πιν.8.1] hc= 0.87m	(β) με τύμπανο D= 29cm [EC2 Σχέση 8.1] hc= 0.20m
Κ;Κόμβος 4	Για Φ12	(α) με άγκιστρο [EC2 πιν.8.1] hc= 0.61m	(β) με τύμπανο D= 29cm [EC2 Σχέση 8.1] hc= 0.20m
Π;Κόμβος 6	Για Φ12	(α) με άγκιστρο [EC2 πιν.8.1] hc= 0.87m	(β) με τύμπανο D= 29cm [EC2 Σχέση 8.1] hc= 0.20m
Κ;Κόμβος 6	Για Φ12	(α) με άγκιστρο [EC2 πιν.8.1] hc= 0.61m	(β) με τύμπανο D= 29cm [EC2 Σχέση 8.1] hc= 0.20m

# Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων ορόφου 0

## K1, Όροφος 0

### Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 1(-1)	Τέλος: 1(0)	Μέλος: 1	
Διατομή	Ορθογωνική: D= 200, t= 20 [cm]			Υψος = 3.00 [m]
Υλικά	Τοιχοποιία			$f_k = 3.13$ [MPa]
Λιθόσωμα	Οπτόβλιθος			$f_{yk} = 0.200$ [MPa]
Κονίαμα	Γενικής εφαρμογής			Ομάδα 2
Κανονισμός	Πλαστικότητα :ΚΠΜ			Θλιπ. αντοχής: $f_{mort} = 5.00$ [MPa]
ΣΠΕΜ	[X]= 1.00	[Z]= 1.00		Πιν.1: K = 0.450
				Πρωτεύων τοίχος = Ναι

### Μέγιστα ελέγχου άοπλου πεσσού - ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Φόρ [l]	Κόμ [l]	εγ/D [l]	εζ/t [l]	φz [l]	D' [m]	t' [m]	NEd [kN]	NRd [kN]	MEdy [kNm]	MRdy [kNm]	VEdZ [kN]	VRdz [kN]
1.35G+1.05Q	1(-1)	0.05	0.05	0.90	2.000	0.200	37.41	563.40	0.14	35.18	0.09	47.48
ΣΣ1: G+ψ2Q + (EI+emax) +0.3 (EII+emax)	1(-1)	0.20	0.06	1.00	1.835	0.200	24.23	834.67	9.41	23.42	5.71	55.39

### Μέγιστα ελέγχου άοπλου πεσσού - ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Φόρ [l]	Κόμ [l]	εγ/D [l]	εζ/t [l]	D' [m]	t' [m]	NEd [kN]	MEdz [kN]	MRdz [kNm]	VEdY [kN]	VRdy [kN]
ΣΣ2: G+ψ2Q +0.3 (EI+emax) + (EII+emax)	1(-1)	0.13	0.09	2.000	0.200	19.74	0.21	1.55	0.13	58.60
ΣΣ5: G+ψ2Q +0.3 (EI+emax) + (EII+emax)	H/2	0.05	0.05	2.000	0.200	10.14	0.01	1.23	0.13	56.04

## K2, Όροφος 0

### Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 2(-1)	Τέλος: 2(0)	Μέλος: 2	
Διατομή	Ορθογωνική: D= 200, t= 20 [cm]			Υψος = 3.00 [m]
Υλικά	Τοιχοποιία			$f_k = 3.13$ [MPa]
Λιθόσωμα	Οπτόβλιθος			$f_{yk} = 0.200$ [MPa]
Κονίαμα	Γενικής εφαρμογής			Ομάδα 2
Κανονισμός	Πλαστικότητα :ΚΠΜ			Θλιπ. αντοχής: $f_{mort} = 5.00$ [MPa]
ΣΠΕΜ	[X]= 1.00	[Z]= 1.00		Πιν.1: K = 0.450
				Πρωτεύων τοίχος = Ναι

### Μέγιστα ελέγχου άοπλου πεσσού - ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Φόρ [l]	Κόμ [l]	εγ/D [l]	εζ/t [l]	φz [l]	D' [m]	t' [m]	NEd [kN]	NRd [kN]	MEdy [kNm]	MRdy [kNm]	VEdZ [kN]	VRdz [kN]
1.35G+1.05Q	2(-1)	0.05	0.05	0.90	2.000	0.200	33.80	563.40	0.56	31.98	0.09	46.76
ΣΣ15: G+ψ2Q +0.3 (EI+emin) - (EII+emax)	2(-1)	0.26	0.07	1.00	1.433	0.200	20.34	834.67	10.62	19.77	6.49	43.64

### Μέγιστα ελέγχου άοπλου πεσσού - ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Φόρ [l]	Κόμ [l]	εγ/D [l]	εζ/t [l]	D' [m]	t' [m]	NEd [kN]	MEdz [kN]	MRdz [kNm]	VEdY [kN]	VRdy [kN]
ΣΣ29: G+ψ2Q -0.3 (EI+emax) - (EII+emax)	2(-1)	0.22	0.09	1.689	0.200	18.43	0.20	1.50	0.13	58.25
ΣΣ5: G+ψ2Q +0.3 (EI+emax) + (EII+emax)	H/2	0.05	0.05	2.000	0.200	20.17	0.01	1.56	0.14	58.71

## K3, Όροφος 0

### Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 3(-1)	Τέλος: 3(0)	Μέλος: 3	
Διατομή	Ορθογωνική: D= 205, t= 20 [cm]			Υψος = 3.00 [m]
Υλικά	Τοιχοποιία			$f_k = 3.13$ [MPa]
Λιθόσωμα	Οπτόβλιθος			$f_{yk} = 0.200$ [MPa]
Κονίαμα	Γενικής εφαρμογής			Ομάδα 2
Κανονισμός	Πλαστικότητα :ΚΠΜ			Θλιπ. αντοχής: $f_{mort} = 5.00$ [MPa]
ΣΠΕΜ	[X]= 1.00	[Z]= 1.00		Πιν.1: K = 0.450
				Πρωτεύων τοίχος = Ναι

### Μέγιστα ελέγχου άοπλου πεσσού - ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Φόρ [l]	Κόμ [l]	εγ/D [l]	εζ/t [l]	φz [l]	D' [m]	t' [m]	NEd [kN]	NRd [kN]	MEdy [kNm]	MRdy [kNm]	VEdZ [kN]	VRdz [kN]
1.35G+1.05QD	3(-1)	0.05	0.05	0.90	2.050	0.200	32.40	577.49	0.23	31.53	0.06	47.48
ΣΣ32: G+ψ2Q -0.3 (EI+emin) - (EII+emin)	3(-1)	0.26	0.05	1.00	1.487	0.200	21.01	855.53	11.12	20.93	6.94	45.26

### Μέγιστα ελέγχου άοπλου πεσσού - ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Φόρ [l]	Κόμ [l]	εγ/D [l]	εζ/t [l]	D' [m]	t' [m]	NEd [kN]	MEdz [kN]	MRdz [kNm]	VEdY [kN]	VRdy [kN]
ΣΣ12: G+ψ2Q + (EI+emin) -0.3 (EII+emin)	3(-1)	0.08	0.06	2.050	0.200	15.10	0.09	1.41	0.05	58.69
ΣΣ11: G+ψ2Q + (EI+emin) -0.3 (EII+emax)	3(-1)	0.09	0.06	2.050	0.200	15.15	0.09	1.42	0.05	58.71

## Κ4, Όροφος 0

## Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 4(-1)	Τέλος: 4(0)	Μέλος: 4	
Διατομή	Ορθογωνική: D= 80, t= 20 [cm]			Υψος = 3.00 [m]
Υλικά	Τοιχοποιία			$f_c = 3.13$ [MPa]
Λιθόσωμα	Οπτόπλινθος			$f_{tk} = 0.200$ [MPa]
Κονίσμα	Γενικής εφαρμογής			$f_{ctm} = 8.00$ [MPa]
Κανονισμός	Πλαστικότητα :ΚΠΜ			Πιν.1: K = 0.450
ΣΠΕΜ	[X]= 1.00	[Z]= 1.00	Άοπλη τοιχοποιία	Πρωτεύων τοίχος = Ναι

## Μέγιστα ελέγχου άοπλου πεσσού - ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Φόρ [/]	Κόμ [/]	ey/D [/]	ez/t [/]	φz [/]	D' [m]	t' [m]	NEd [kN]	NRd [kN]	MEdy [kNm]	MRdy [kNm]	VEdZ [kN]	VRdz [kN]
1.35G+1.05QE	4(-1)	0.05	0.05	0.90	0.800	0.200	15.99	225.36	0.14	5.99	0.10	19.20
ΣΣ5: G+ψ2Q +0.3 (EI+emax) + (EII+emax)	4(-1)	0.26	0.05	1.00	0.596	0.200	10.55	333.87	2.13	4.07	1.46	18.70

## Μέγιστα ελέγχου άοπλου πεσσού - ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Φόρ [/]	Κόμ [/]	ey/D [/]	ez/t [/]	D' [m]	t' [m]	NEd [kN]	MEdz [kNm]	MRdz [kNm]	VEdY [kN]	VRdy [kN]
ΣΣ19: G+ψ2Q - (EI+emin) +0.3 (EII+emax)	4(-1)	0.05	0.06	0.800	0.200	6.94	0.04	0.59	0.03	23.18
ΣΣ23: G+ψ2Q -0.3 (EI+emin) + (EII+emax)	H/2	0.05	0.05	0.800	0.200	4.73	0.00	0.51	0.03	22.60

## Συγκεντρωτικός πίνακας υποστυλωμάτων / πεσσών

### Έλεγχος επάρκειας πεσσών κατά EC8-1

#### Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ όπλων πεσσών κατά EC8-1

Όνομα [/]	Διατομή [/]	Φόρτιση [/]	Θέση [/]	ey/D [/]	ez/t [/]	Φz [/]	D' [m]	t' [m]	λN [/]	λMy [/]	λVz [/]	λMz [/]	λVy [/]
K 1(0)	200/20	ΣΣ1	1(-1)	0.20	0.06	1.00	1.83	0.20	0.03	0.40	0.10	0.09	0.00
K 2(0)	200/20	ΣΣ15	2(-1)	0.26	0.07	1.00	1.43	0.20	0.02	0.54	0.15	0.10	0.00
K 3(0)	20/205	ΣΣ32	3(-1)	0.26	0.05	1.00	1.49	0.20	0.02	0.53	0.15	0.01	0.00
K 4(0)	20/80	ΣΣ5	4(-1)	0.26	0.05	1.00	0.60	0.20	0.03	0.52	0.08	0.04	0.00

**Έλεγχος επάρκειας πεσών κατά EC8-3****Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων ανεπάρκειας λ άοπλων πεσών κατά EC8-3(Γ.4.2)**

Όνομα [/]	Διατομή [/]	Φόρτιση [/]	Θέση [/]	Vsd [kN]	Vf [kN]	Vv [kN]	Έλεγχος από	λi [/]	Ai [cm <sup>2</sup> ]	Διεύθυνση [/]
K 1(0)	200/20	ΣΣ1	1(-1)	5.71	14.43	50.47	κάμψη	0.40	4000	X
K 2(0)	200/20	ΣΣ15	2(-1)	6.49	12.24	39.98	κάμψη	0.53	4000	X
K 3(0)	20/205	ΣΣ32	3(-1)	6.94	13.22	41.45	κάμψη	0.52	4100	Z
K 4(0)	20/80	ΣΣ5	4(-1)	1.46	2.84	17.46	κάμψη	0.51	1600	Z

**Συγκεντρωτικός πίνακας καθολικών λόγων ανεπάρκειας λ ανά διεύθυνση και όροφο κατά EC8-3 (Γ.4.1.3)**

Όροφος [/]	ΣAi [cm <sup>2</sup> ]	Σ(Ai)Z [cm <sup>2</sup> ]	Σ(Ai)X [cm <sup>2</sup> ]	Σ(Ai/λi) [cm <sup>2</sup> ]	Σ(Ai/λi)Z [cm <sup>2</sup> ]	Σ(Ai/λi)X [cm <sup>2</sup> ]	λ (ορόφου) [/]	λZ (ορόφου) [/]	λX (ορόφου) [/]
0	13700	5700	8000	28564	10924	17640	0.48	0.52	0.45

$$\lambda_{\text{ορόφου}} = \frac{\sum_i A_i}{\sum_i (A_i / \lambda_i)}$$

$$\lambda_{Z,\text{ορόφου}} = \frac{\sum_i (A_i)_Z}{\sum_i (A_i / \lambda_i)_Z}$$

$$\lambda_{X,\text{ορόφου}} = \frac{\sum_i (A_i)_X}{\sum_i (A_i / \lambda_i)_X}$$

$$\lambda = \frac{\text{Δράση}}{\text{Αντοχή}} = \frac{Ed}{Rd} = \rho_{\text{EC8-3}} = \frac{\text{Απαιτηση}}{\text{Ικανότητα}} = \frac{D}{C}$$



## Συνολική προμέτρηση κτιρίου

### Προμέτρηση ορόφου -1

#### Προμέτρηση δοκών ορόφου -1

##### Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ10	Φ12	Φ14	Μέτρα Kg B500C
9.51	102.51	23.51	
6.01	91.01	28.51	

##### Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	14.15	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	125.55
Αφαιρούνται	[m <sup>2</sup> ]	0.30	Όγκος Σκυροδέματος	[m <sup>3</sup> ]	2.95
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	13.85	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m <sup>3</sup> ]	42.55

#### Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :-1

##### Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ10	9.50	6.00	
Φ12	102.50	91.00	
Φ14	23.50	28.50	

##### Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	14.15	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	125.50
Αφαιρούνται	[m <sup>2</sup> ]	0.30	Όγκος Σκυροδέματος	[m <sup>3</sup> ]	2.95
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	13.85	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m <sup>3</sup> ]	42.55

### Προμέτρηση ορόφου 0

#### Προμέτρηση πλακών ορόφου 0

##### Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	Μέτρα Kg B500C
37.15	
14.67	

##### Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	4.10	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	14.65
Αφαιρούνται	[m <sup>2</sup> ]	0.00	Όγκος Σκυροδέματος	[m <sup>3</sup> ]	0.55
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	4.10	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m <sup>3</sup> ]	27.70

#### Προμέτρηση δοκών ορόφου 0

##### Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	Φ12	Μέτρα Kg B500C
9.51	10.01	
4.01	9.01	

##### Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	0.35	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	13.00
Αφαιρούνται	[m <sup>2</sup> ]	0.05	Όγκος Σκυροδέματος	[m <sup>3</sup> ]	0.05
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	0.30	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m <sup>3</sup> ]	260.40

#### Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :0

**Ποσότητες σιδηρού οπλισμού**

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	46.65	18.65	
Φ12	10.00	9.00	

**Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού**

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	4.45	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	27.65
Αφαιρούνται	[m <sup>2</sup> ]	0.05	Όγκος Σκυροδέματος	[m <sup>3</sup> ]	0.60
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	4.40	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m <sup>3</sup> ]	47.65

**Προμέτρηση: Σύνολο κτιρίου****Ποσότητες σιδηρού οπλισμού**

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	46.65	18.65	
Φ10	9.50	6.00	
Φ12	112.50	100.00	
Φ14	23.50	28.50	

**Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού**

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	18.60	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	153.15
Αφαιρούνται	[m <sup>2</sup> ]	0.35	Όγκος Σκυροδέματος	[m <sup>3</sup> ]	3.55
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m <sup>2</sup> ]	18.25	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m <sup>3</sup> ]	43.40