

# ΡΑΦ

ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΜΕΛΕΤΕΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

## ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗΣ ΟΣΚΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΕΑΚ- ΕΚΩΣ

  
**ΤΟΛ**  
ΤΕΧΝΙΚΟΣ ΟΙΚΟΣ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ  
[www.tol.com.gr](http://www.tol.com.gr)

Ιούνιος 2009







ΤΕΧΝΙΚΟΣ ΟΙΚΟΣ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ

Καρτερού 60, 71201 Ηράκλειο - Τηλ.: 2810.332684  
[www.tol.com.gr](http://www.tol.com.gr) [info@tol.com.gr](mailto:info@tol.com.gr)

Copyright © 2008-2009

Απαγορεύεται οποιαδήποτε μερική ή ολική ανατύπωση, αναδημοσίευση, φωτοτύπηση ή αναπαραγωγή με άλλο τρόπο ολόκληρου του παρόντος ή μέρους του, χωρίς την σύμφωνη γνώμη και την γραπτή άδεια του εκδότη.

Το περιεχόμενο του κειμένου, αντιστοιχεί στην τελική έκδοση του προϊόντος λογισμικού που συνοδεύει, όποτε αυτό είναι δυνατό. Το περιεχόμενο του τεύχους αυτού είναι δυνατό να αλλάξει από τον εκδότη χωρίς προειδοποίηση. Ο εκδότης δεν φέρει καμία ευθύνη για την πληρότητα ή και την ορθότητα του κειμένου και δεν φέρει καμία ευθύνη για τυχόν ζημιά ή απώλεια οποιουδήποτε είδους που οφείλεται στο περιεχόμενο αυτού του τεύχους.

---



**ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ**

<b>1. Εισαγωγή</b>	<b>7</b>
<b>2. Κανονισμοί – Μονάδες μέτρησης</b>	<b>9</b>
<b>3. Κατηγορίες δομικών στοιχείων Ο/Σ στο ΟΣΚ</b>	<b>10</b>
<b>4. Δράσεις σχεδιασμού</b>	<b>11</b>
4.1 Περιπτώσεις φόρτισης	11
4.2 Συνδυασμοί δράσεων	11
4.3 Ανάλυση συνδυασμού δράσεων με σεισμό	11
4.3.1 Στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη: Υποστυλώματα / Τοιχώματα	11
4.3.1.1 Έλεγχοι σε κάμψη	11
4.3.1.2 Έλεγχοι σε διάτμηση	15
4.3.2 Στοιχεία υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη: Δοκοί	15
4.3.3 Στοιχεία σύνθετης λειτουργίας: Πέδιλα / Τοιχώματα υπογείου	15
<b>5. Έλεγχοι δομικών στοιχείων Ο/Σ</b>	<b>21</b>
5.1 Γενικά	21
5.2 Πλάκες	21
5.3 Στοιχεία υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη: Δοκοί	22
5.3.1 Έλεγχος σε κάμψη (ΕΚΟΣ/2000, Κεφ. 10)	22
5.3.2 Έλεγχος σε διάτμηση (ΕΚΟΣ/2000, §11.2.2, §11.2.3).	23
5.3.2.1 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού από το ΟΣΚ	24
5.3.2.2 Διαδικασία ελέγχου σε διάτμηση	26
5.3.3 Έλεγχος σε στρέψη (ΕΚΟΣ/2000, Κεφ. 12)	33
5.3.4 Πρόσθετοι έλεγχοι πεδιλοδοκών	35
5.3.4.1 Έλεγχοι πεδιλοδοκού για λειτουργία στην εγκάρσια διεύθυνση	35
5.3.4.2 Έλεγχος τάσεων στη διεπιφάνεια εδάφους-πεδιλοδοκού	36
5.4 Στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη: Υποστυλώματα / Τοιχώματα	36
5.4.1 Γενικά	36
5.4.2 Έλεγχοι των υποστυλωμάτων	38
5.4.2.1 Έλεγχος σε κάμψη (ΕΚΟΣ/2000, Κεφ. 10)	38
5.4.2.2 Έλεγχος σε διάτμηση (ΕΚΟΣ/2000, §11.2.2, §11.2.3).	48
5.4.2.3 Έλεγχος για φαινόμενα β' τάξης - Λυγισμός (ΕΚΟΣ/2000, Κεφάλαιο 14).	54

5.4.2.4 Έλεγχος επάρκειας της επιφάνειας σκυροδέματος (ΕΚΟΣ/2000, §18.4.2)	62
5.4.2.5 Έλεγχος περίσφιγξης (ΕΚΟΣ/2000, §18.4.4.2)	62
5.4.2.6 Έλεγχος κοντού υποστρώματος (ΕΚΟΣ/2000, §18.4.9)	67
5.4.3 Έλεγχοι των επίπεδων τοιχωμάτων	73
5.4.3.1 Έλεγχος σε κάμψη (ΕΚΟΣ/2000, Κεφ. 10)	73
5.4.3.2 Έλεγχος σε διάτμηση (ΕΚΟΣ/2000, §11.2.2, §11.2.3).	77
5.4.3.3 Έλεγχος για φαινόμενα β' τάξης – Λυγισμός (ΕΚΟΣ/2000, &18.5.1)	82
5.4.3.4 Έλεγχος περίσφιγξης των άκρων (ΕΚΟΣ/2000, &18.5.3β και &18.4.4.2)	82
5.4.4 Έλεγχοι των σύνθετων τοιχωμάτων του χώρου	83
5.5 Στοιχεία σύνθετης λειτουργίας: Πέδιλα / Τοιχώματα υπογείου	87
5.5.1 Γενικά	87
5.5.2 Έλεγχοι των πεδίων	88
5.5.2.1 Προσδιορισμός μεγεθών σχεδιασμού	88
5.5.2.2 Έλεγχος σε ανατροπή	95
5.5.2.3 Έλεγχος υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους	96
5.5.2.4 Έλεγχος αντοχής του σώματος του πεδίου	97
5.5.3 Έλεγχοι των τοιχωμάτων υπογείου	109
5.5.3.1 Έλεγχος εδραζόμενων τοιχωμάτων υπογείου	109
5.5.3.2 Έλεγχος μη εδραζόμενων τοιχωμάτων υπογείου	114
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b>	<b>115</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Η διαδικασία ελέγχου αντοχής σε κάμψη. Ο χώρος αντοχής.</b>	<b>116</b>

## 1. Εισαγωγή

Το ΟΣΚ (Υπολογισμός Κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος) είναι το υποπρόγραμμα του προγράμματος ΡΑΦ αντικείμενο του οποίου είναι, οι έλεγχοι αντοχής δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, όπως αυτοί προδιαγράφονται από τον ΕΚΟΣ/2000 και τον ΕΑΚ/2000. Η εκτέλεση του ΟΣΚ από τον χρήστη μπορεί να είναι καθολική, δηλαδή να γίνει με μία εντολή για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής), ή επιλεκτική δηλαδή να γίνει ειδικά για τον επανέλεγχο ενός συγκεκριμένου στοιχείου.

Η γενική φιλοσοφία του ΟΣΚ είναι ενταγμένη στην κεντρική φιλοσοφία του ΡΑΦ, και συνίσταται στον έλεγχο αντοχής των οπλισμένων από το χρήστη δομικών στοιχείων, και όχι στον υπολογισμό του απαιτούμενου οπλισμού τους από το πρόγραμμα («διαστασιολόγηση»). Πιο συγκεκριμένα, η κλασική φιλοσοφία της διαστασιολόγησης συνίσταται στην προεπιλογή των διαστάσεων των διατομών σκυροδέματος από τον χρήστη και στον εν συνεχεία υπολογισμό του απαιτούμενου οπλισμού (τόσο όσον αφορά στο συνολικό εμβαδόν του, όσο και στην διάταξη του) τους από το πρόγραμμα. Αντίθετα η φιλοσοφία του ΟΣΚ είναι προσανατολισμένη στο να μεταβιβάζει στον χρήστη/μελετητή την πρωτοβουλία των κινήσεων για τον προσδιορισμό της διάταξης όπλισης ενός δομικού στοιχείου (και του συνολικού εμβαδού του οπλισμού αυτού), και επικεντρώνει τους υπολογισμούς στο να ελέγξει αν η επιλεγμένη διάταξη είναι επαρκής με βάση τις διατάξεις των κανονισμών. Έτσι ως τελικό εξαγόμενο κάθε ενός από τους ελέγχους αντοχής, είναι ο *Λόγος Εξάντλησης* της αντοχής της οπλισμένης διατομής. Ως λόγος εξάντλησης ορίζεται ο λόγος της δράσης που καταπονεί τη οπλισμένη διατομή, προς την αντίστοιχη αντοχή της.

Οι δυνατότητες γραφικών απεικονίσεων του ΡΑΦ δίνουν τη δυνατότητα να είναι διαθέσιμη και μία εποπτική εικόνα των τιμών των λόγων εξάντλησης σε όλο το κτίριο. Έτσι τα αποτελέσματα του ΟΣΚ μπορούν να αξιολογηθούν πολύ γρήγορα, και μάλιστα να αξιολογηθούν ξεχωριστά για κάθε μία από τις κατηγορίες ελέγχων των κανονισμών (π.χ. έλεγχοι αντοχής σε κάμψη, διάτμηση, στρέψη κ.τ.λ.).

Εφόσον από τη διαδικασία ενός ελέγχου αντοχής (π.χ. του ελέγχου σε κάμψη) προκύψουν λόγοι εξάντλησης μεγαλύτεροι της μονάδας, κάτι που σημαίνει ανεπάρκεια της οπλισμένης διατομής για τον συγκεκριμένο έλεγχο, τότε ο μελετητής μπορεί να τροποποιήσει την διάταξη όπλισης και να εκτελέσει ξανά τον έλεγχο με τα μεγέθη έντασης (δράσεις) από την ήδη περατούμενη ανάλυση, χωρίς να την επαναλάβει. Κάτι τέτοιο είναι επιτρεπτό αφού εντός των πλαισίων των παραδοχών των ισχύοντων κανονισμών, τα αποτελέσματα μίας ανάλυσης δεν μεταβάλλονται αν αλλάξει η διάταξη και το εμβαδόν του οπλισμού των δομικών στοιχείων, αλλά μόνον αν αλλάξουν οι διαστάσεις τους. Στηριγμένο στην παραδοχή αυτή, το ΡΑΦ είναι οργανωμένο με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε ο μελετητής να μπορεί να εκτελεί τους ελέγχους μίας διατομής (στην ουσία να εκτελεί το ΟΣΚ) όσες φορές επιθυμεί και για όσες διαφορετικές διατάξεις όπλισης της συγκεκριμένης επιλεχθείσας διατομής είναι απαραίτητο έως ότου επιτύχει την επιθυμητή για αυτόν τιμή του λόγου εξάντλησης. Για να υπάρχει η δυνατότητα της ευέλικτης επιλογής διαφορετικών διατάξεων όπλισης για μία διατομή, το ΡΑΦ έχει ενσωματωμένη και κατάλληλα οργανωμένη μία βιβλιοθήκη διατομών δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος στις οποίες αντιστοιχούν διάφορες διατάξεις όπλισης. Οι διατομές αυτές έχουν προενσωματωμένη μία σειρά από διαφορετικές διατάξεις όπλισης. Επειδή όμως το πρόγραμμα στηρίζεται στην πρωτοβουλία του μελετητή, τόσο οι διατομές της βιβλιοθήκης όσο και οι διατάξεις όπλισης τους μπορούν να εμπλουτιστούν από αυτόν. Έτσι π.χ. για μία υπάρχουσα διατομή, υπάρχει η δυνατότητα προσθήκης και άλλων άλλων διατάξεων όπλισης είναι επιθυμητό πέραν των προενσωματωμένων. Επιπλέον, υπάρχει η

δυνατότητα προσθήκης και νέων διατομών με διαστάσεις διαφορετικές από αυτές που έχουν οι υπάρχουσες στη βιβλιοθήκη. Έτσι επιτυγχάνεται ο προοδευτικός εμπλουτισμός της βιβλιοθήκης διατομών με όσες διατομές χρησιμοποιεί ο χρήστης στις μελέτες του.

## 2. Κανονισμοί – Μονάδες μέτρησης

### Κανονισμοί

Καλύπτονται πλήρως οι διατάξεις των Κανονισμών:

- (α) Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΟΣ/2000) με όλες τις τροποποιήσεις:  
για τον έλεγχο των διατομών των δομικών στοιχείων του κτιρίου.
- (β) Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ/2000) με όλες τις τροποποιήσεις: για τον αντισεισμικό υπολογισμό, τους ικανοτικούς ελέγχους και τους γενικούς ελέγχους του κτιρίου.

### Μονάδες μέτρησης

Οι μονάδες μέτρησης που χρησιμοποιούνται στηρίζονται στο Διεθνές Σύστημα Μονάδων (S.I.):

Δυνάμεις	kN
Ροπές	kNm
Μετατοπίσεις	m
Στροφές	rad
Μήκη δομικών στοιχείων	m
Γωνίες αξόνων στοιχείων	μόιρες
Θερμοκρασία	°C
Μάζες	t
Κατανεμημένα φορτία ραβδωτών στοιχείων	kN/m
Κατανεμημένα φορτία επιφανειακών στοιχείων	kN/m <sup>2</sup>
Τάσεις και Αντοχές	kN/m <sup>2</sup>
Ειδικά ή φαινόμενα βάρη	kN/m <sup>3</sup>
Δείκτης εδάφους	kN/m <sup>3</sup>

### 3. Κατηγορίες δομικών στοιχείων Ο/Σ στο ΟΣΚ

Το ΟΣΚ είναι οργανωμένο έτσι ώστε να εκτελεί τους ελέγχους δομικών στοιχείων όπως αυτοί προδιαγράφονται από τους καλυπτόμενους κανονισμούς εφόσον έχει προηγηθεί η όπλιση τους από τον μελετητή. Πρόκειται για την βασική φιλοσοφία του προγράμματος, η οποία δίνει στον μελετητή την πρωτοβουλία των κινήσεων στην επιλογή του οπλισμού και όχι στην παθητική παρακολούθηση από αυτόν των διαδικασιών του προγράμματος. Η δομή του ΟΣΚ όσον αφορά τους ελέγχους αντοχής, ακολουθεί την γενική δομή της βιβλιοθήκης του ΡΑΦ. Αυτό σημαίνει ότι οι έλεγχοι αντοχής είναι οργανωμένοι με βάση τους βασικούς τύπους δομικών στοιχείων οι οποίοι είναι οι εξής:

**Πίνακας 3.1** Οργάνωση κατηγοριών δομικών στοιχείων στο ΟΣΚ

(1)	Στοιχεία υπό προέρχουσα μονοαξονική κάμψη	(1α)	Πλάκες
		(1β)	Δοκοί ανωδομής
		(1γ)	Πεδιλοδοκοί
		(1δ)	Συνδετήριες δοκοί
(2)	Στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη	(2α)	Υποστυλώματα
		(2β)	Επίπεδα τοιχώματα
		(2γ)	Σύνθετα τοιχώματα/Πυρήνες
(3)	Στοιχεία σύνθετης λειτουργίας	(3α)	Πέδιλα
		(3β)	Τοιχώματα υπογείου χωρίς έδραση
		(3γ)	Τοιχώματα υπογείου με έδραση

#### 4. Δράσεις σχεδιασμού

Οι δράσεις σχεδιασμού είναι οι δράσεις (μεγέθη έντασης) με τις οποίες εκτελούνται οι έλεγχοι αντοχής των δομικών στοιχείων. Το ΟΣΚ χρησιμοποιεί τους κύριους συνδυασμούς δράσεων που επιβάλλουν ο ΕΑΚ/2000 και ο ΕΑΚΟ/2000 (και υπολογίζονται από το κύριο πρόγραμμα ΡΑΦ) για τα συνήθη κτιριακά έργα, όπως θα παρουσιαστεί στις παραγράφους που ακολουθούν.

##### 4.1 Περιπτώσεις φόρτισης

Λαμβάνονται υπόψη οι παρακάτω περιπτώσεις φόρτισης (δράσεις):

- (α) Μόνιμες δράσεις (G) (ίδια βάρη φέροντος οργανισμού, οργανισμού πλήρωσης, επικαλύψεις, πρόσθετα μόνιμα/ωφέλιμα φορτία κτιρίου).
- (β) Μεταβλητές δράσεις (Q) (κινητά φορτία κτιρίου).
- (γ) Σεισμός (E) (Τυχηματική δράση) σε τρεις συνιστώσες.

##### 4.2 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να γίνουν οι έλεγχοι αντοχής των δομικών στοιχείων ενός κτιρίου, το ΟΣΚ σχηματίζει αυτόματα του απαιτούμενους σύμφωνα με τους κανονισμούς ΕΚΟΣ/2000 και ΕΑΚ/2000 συνδυασμούς δράσεων. Πρόκειται για τους συνδυασμούς δράσεων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας (ΟΚΑ) και λειτουργικότητας (ΟΚΛ) όπως περιγράφονται αναλυτικά στις παραγράφους 6.4.1 και 6.4.2 του ΕΚΟΣ/2000. Πιο συγκεκριμένα, σχηματίζονται οι εξής συνδυασμοί:

- (α) Συνδυασμός βασικών δράσεων έναντι ΟΚΑ:

Βάσει της απλοποιημένης μορφής της σχέσης (6.11) του ΕΚΟΣ/2000, δηλ. της (Σ.6.1) → **1.35G+1.50Q**

- (β) Συνδυασμός τυχηματικών δράσεων με σεισμό έναντι ΟΚΑ:

Με βάση τη σχέση (6.13) του ΕΚΟΣ/2000 → **G+ψ<sub>2</sub>Q±E**

- (γ) Βραχυχρόνιος συνδυασμός έναντι ΟΚΛ:

Με βάση την σχέση (Σ 6.8) του ΕΚΟΣ/2000 → **G+Q**

##### 4.3 Ανάλυση συνδυασμού δράσεων με σεισμό

Η ανάλυση των μεγεθών έντασης που προκύπτουν από την σεισμική δράση E, παρουσιάζεται ξεχωριστά για τα στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη τα οποία είναι στοιχεία που για τον έλεγχο τους απαιτούνται τρία μεγέθη έντασης (π.χ. υποστυλώματα) και ξεχωριστά για τα στοιχεία υπό μονοαξονική κάμψη τα οποία απαιτούν ένα μέγεθος έντασης (π.χ. δοκοί).

###### 4.3.1 Στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη: Υποστυλώματα / Τοιχώματα

###### 4.3.1.1 Έλεγχοι σε κάμψη

- *Σεισμικά μεγέθη από την Δυναμική Φασματική Μέθοδο (ΔΦΜ)*

Όταν ο αντισεισμικός υπολογισμός γίνεται στα πλαίσια της ΔΦΜ τότε σύμφωνα με την παράγραφο 3.3.2 του ΕΑΚ/2000 το ΡΑΦ εκτελεί αναλύσεις για τέσσερις διαφορετικές θέσεις της μάζας του κάθε διαφράγματος όπως παρουσιάζεται στο σχήμα Σ.3.3.2 του κανονισμού. Η διαδικασία των τεσσάρων αυτών επιλύσεων εκτελείται από το ΡΑΦ σύμφωνα με την παράγραφο 9.2.3. του εγχειριδίου του. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται εφαρμογή των εξής σχέσεων του ΕΑΚ/2000 (περαιτέρω ανάλυση είναι διαθέσιμη και στο εγχειρίδιο θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ, Παράγραφος 9.2.3.):

- (α) Της σχέσης (3.7) → Υπολογισμός πιθανής ακραίας τιμής ενός μεγέθους έντασης A (Αξονική δύναμη N ή ροπές  $M_2, M_3$  περί τους τοπικούς άξονες 2, 3 του στοιχείου) για κάθε μία από τις συνιστώσες της σεισμικής δράσης (Ιδιομορφική επαλληλία).
- (β) Της σχέσης (3.10) → Υπολογισμός της ακραίας τιμής του μεγέθους έντασης A ( $exA$ ) για ταυτόχρονη δράση δύο (ή τριών αν ληφθεί υπόψη και η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα) συνιστωσών της σεισμικής δράσης (χωρική επαλληλία).
- (γ) Των Σχέσεων (3.11α) και (3.11β) → Υπολογισμός της πιθανής ταυτόχρονης τιμής μεγέθους έντασης B, όταν λάβει την πιθανή ακραία τιμή ένα μέγεθος A, δηλαδή του  $simultB_{A}$ .

Δεδομένου, ότι είναι τρία τα μεγέθη (Αξονική δύναμη N και ροπές  $M_2, M_3$  περί τους τοπικούς άξονες 2, 3 του στοιχείου) με τα οποία γίνεται ο έλεγχος κάμψης των κατακορύφων στοιχείων (Υποστυλώματα, Τοιχώματα) και ο έλεγχος ισοροπίας των πεδίων (σε ανατροπή, και υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους), προκύπτουν έξι τριάδες μεγεθών σχεδιασμού σε μία θέση ελέγχου (διατομή) και για κάθε μία από τις τέσσερις θέσεις μάζας, για θετικό και αρνητικό πρόσημο της σεισμική δράσης (+E και -E). Αυτές οι τριάδες δράσεων επαλληλίζονται με τις δράσεις που προκύπτουν από τον συνδυασμό  $G+\psi_2Q$  και με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη σχεδιασμού του συνδυασμού τυχηματικών δράσεων με σεισμό έναντι ΟΚΑ  $G+\psi_2Q\pm E$ :

Πίνακας 4.1 Μεγέθη σχεδιασμού για τον έλεγχο κάμψης κατακορύφων στοιχείων & πεδίων στα πλαίσια της ΔΦΜ

ΣΦ	Θέση μάζας	N	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>
1	ΘΜ.1/(+E)	$N_{G}+\psi_2N_{Q}+exN$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+simultM_{2,N}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+simultM_{3,N}$
2		$N_{G}+\psi_2N_{Q}+simultN_{,M2}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+exM_2$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+simultM_{3,M2}$
3		$N_{G}+\psi_2N_{Q}+simultN_{,M3}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+simultM_{2,M3}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+exM_3$
4	ΘΜ.1/(-E)	$N_{G}+\psi_2N_{Q}-exN$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-simultM_{2,N}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-simultM_{3,N}$
5		$N_{G}+\psi_2N_{Q}-simultN_{,M2}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-exM_2$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-simultM_{3,M2}$
6		$N_{G}+\psi_2N_{Q}-simultN_{,M3}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-simultM_{2,M3}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-exM_3$
7	ΘΜ.2/(+E)	$N_{G}+\psi_2N_{Q}+exN$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+simultM_{2,N}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+simultM_{3,N}$
8		$N_{G}+\psi_2N_{Q}+simultN_{,M2}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+exM_2$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+simultM_{3,M2}$
9		$N_{G}+\psi_2N_{Q}+simultN_{,M3}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+simultM_{2,M3}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+exM_3$
10	ΘΜ.2/(-E)	$N_{G}+\psi_2N_{Q}-exN$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-simultM_{2,N}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-simultM_{3,N}$
11		$N_{G}+\psi_2N_{Q}-simultN_{,M2}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-exM_2$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-simultM_{3,M2}$
12		$N_{G}+\psi_2N_{Q}-simultN_{,M3}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-simultM_{2,M3}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-exM_3$
13	ΘΜ.3/(+E)	$N_{G}+\psi_2N_{Q}+exN$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+simultM_{2,N}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+simultM_{3,N}$
14		$N_{G}+\psi_2N_{Q}+simultN_{,M2}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+exM_2$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+simultM_{3,M2}$
15		$N_{G}+\psi_2N_{Q}+simultN_{,M3}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+simultM_{2,M3}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+exM_3$
16	ΘΜ.3/(-E)	$N_{G}+\psi_2N_{Q}-exN$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-simultM_{2,N}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-simultM_{3,N}$
17		$N_{G}+\psi_2N_{Q}-simultN_{,M2}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-exM_2$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-simultM_{3,M2}$
18		$N_{G}+\psi_2N_{Q}-simultN_{,M3}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-simultM_{2,M3}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-exM_3$
19	ΘΜ.4/(+E)	$N_{G}+\psi_2N_{Q}+exN$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+simultM_{2,N}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+simultM_{3,N}$
20		$N_{G}+\psi_2N_{Q}+simultN_{,M2}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+exM_2$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+simultM_{3,M2}$
21		$N_{G}+\psi_2N_{Q}+simultN_{,M3}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}+simultM_{2,M3}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}+exM_3$
22	ΘΜ.4/(-E)	$N_{G}+\psi_2N_{Q}-exN$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-simultM_{2,N}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-simultM_{3,N}$
23		$N_{G}+\psi_2N_{Q}-simultN_{,M2}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-exM_2$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-simultM_{3,M2}$
24		$N_{G}+\psi_2N_{Q}-simultN_{,M3}$	$M_{2,G}+\psi_2M_{2,Q}-simultM_{2,M3}$	$M_{3,G}+\psi_2M_{3,Q}-exM_3$

- Οι δείκτες G,Q δείχνουν την προέλευση των μεγεθών έντασης (μόνιμα ή κινητά φορτία)
- Οι δείκτες N, M2, M3 δείχνουν σε ποιού μεγέθους την ακραία τιμή αντιστοιχεί η ταυτόχρονη τιμή (simult) του μεγέθους N, M2, M3. Π.χ.  $simultM_{2,M3}$  είναι η πιθανή ταυτόχρονη τιμή της ροπής M2 όταν η ροπή M3 λαμβάνει την πιθανή ακραία της τιμή.

➤ Σεισμικά μεγέθη από την Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο (ΑΦΜ)

Όταν ο αντισεισμικός υπολογισμός γίνεται στα πλαίσια της ΑΦΜ τότε σύμφωνα με την παράγραφο 3.3.3 του ΕΑΚ/2000 το ΡΑΦ εκτελεί τέσσερις στατικές επιλύσεις με τοποθέτηση των οριζοντίων σεισμικών φορτίων έκκεντρα εφαρμοσμένων ως προς το κέντρο μάζας του κάθε διαφράγματος, και κατά την διεύθυνση των κυρίων αξόνων (Σχήμα 3.1, ΕΑΚ/2000). Η διαδικασία των τεσσάρων αυτών επιλύσεων εκτελείται σύμφωνα με τον ΕΑΚ/2000 και όπως περιγράφεται στην παράγραφο 9.3.3. του εγχειριδίου

του ΡΑΦ. Και στην παρούσα περίπτωση προκύπτουν για κάθε μία από τις τέσσερις στατικές επιλύσεις έξι τριάδες μεγεθών έντασης για κάθε διατομή. Αυτές οι τριάδες δράσεων επαλληλίζονται και πάλι με τις δράσεις που προκύπτουν από τον συνδυασμό  $G+\psi_2Q$  και με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τα παρακάτω μεγέθη σχεδιασμού του συνδυασμού τυχηματικών δράσεων με σεισμό έναντι ΟΚΑ  $G+\psi_2Q\pm E$ .

**Πίνακας 4.2** Μεγέθη σχεδιασμού για τον έλεγχο κάμψης κατακορύφων στοιχείων & πεδίων στα πλαίσια της ΑΦΜ

ΣΦ	Συνδυασμός επιλύσεων	N	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>
1	"+(Σ <sub>1-3</sub> )"	$N_{G+\psi_2N_{Q+exN}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+simultM_{2,N}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+simultM_{3,N}}}$
2		$N_{G+\psi_2N_{Q+simultN_{M2}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+exM2}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+simultM_{3,M2}}}$
3		$N_{G+\psi_2N_{Q+simultN_{M3}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+simultM_{2,M3}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+exM3}}$
4	"-(Σ <sub>1-3</sub> )"	$N_{G+\psi_2N_{Q-exN}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-simultM_{2,N}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-simultM_{3,N}}}$
5		$N_{G+\psi_2N_{Q-simultN_{M2}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-exM2}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-simultM_{3,M2}}}$
6		$N_{G+\psi_2N_{Q-simultN_{M3}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-simultM_{2,M3}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-exM3}}$
7	"+(Σ <sub>1-4</sub> )"	$N_{G+\psi_2N_{Q+exN}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+simultM_{2,N}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+simultM_{3,N}}}$
8		$N_{G+\psi_2N_{Q+simultN_{M2}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+exM2}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+simultM_{3,M2}}}$
9		$N_{G+\psi_2N_{Q+simultN_{M3}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+simultM_{2,M3}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+exM3}}$
10	"-(Σ <sub>1-4</sub> )"	$N_{G+\psi_2N_{Q-exN}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-simultM_{2,N}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-simultM_{3,N}}}$
11		$N_{G+\psi_2N_{Q-simultN_{M2}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-exM2}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-simultM_{3,M2}}}$
12		$N_{G+\psi_2N_{Q-simultN_{M3}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-simultM_{2,M3}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-exM3}}$
13	"+(Σ <sub>2-3</sub> )"	$N_{G+\psi_2N_{Q+exN}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+simultM_{2,N}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+simultM_{3,N}}}$
14		$N_{G+\psi_2N_{Q+simultN_{M2}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+exM2}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+simultM_{3,M2}}}$
15		$N_{G+\psi_2N_{Q+simultN_{M3}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+simultM_{2,M3}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+exM3}}$
16	"-(Σ <sub>2-3</sub> )"	$N_{G+\psi_2N_{Q-exN}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-simultM_{2,N}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-simultM_{3,N}}}$
17		$N_{G+\psi_2N_{Q-simultN_{M2}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-exM2}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-simultM_{3,M2}}}$
18		$N_{G+\psi_2N_{Q-simultN_{M3}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-simultM_{2,M3}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-exM3}}$
19	"+(Σ <sub>2-4</sub> )"	$N_{G+\psi_2N_{Q+exN}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+simultM_{2,N}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+simultM_{3,N}}}$
20		$N_{G+\psi_2N_{Q+simultN_{M2}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+exM2}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+simultM_{3,M2}}}$
21		$N_{G+\psi_2N_{Q+simultN_{M3}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q+simultM_{2,M3}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q+exM3}}$
22	"-(Σ <sub>2-4</sub> )"	$N_{G+\psi_2N_{Q-exN}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-simultM_{2,N}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-simultM_{3,N}}}$
23		$N_{G+\psi_2N_{Q-simultN_{M2}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-exM2}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-simultM_{3,M2}}}$
24		$N_{G+\psi_2N_{Q-simultN_{M3}}}$	$M_{2,G+\psi_2M_{2,Q-simultM_{2,M3}}}$	$M_{3,G+\psi_2M_{3,Q-exM3}}$

- Ισχύουν οι ίδιες παρατηρήσεις που ακολουθούν τον προηγούμενο πίνακα
- Τα σύμβολα Σ<sub>i-j</sub> επισημαίνουν την χωρική επαλληλία (με τον κανόνα SRSS) των μεγεθών έντασης που προκύπτουν από την στατικές επιλύσεις Σ<sub>i</sub> και Σ<sub>j</sub>. Για περισσότερες λεπτομέρειες βλέπε παράγραφο 9.3.3. του εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ.

#### 4.3.1.2 Έλεγχοι σε διάτμηση

Ο έλεγχος διάτμησης των κατακορύφων στοιχείων, ανήκει στους ελέγχους οι οποίοι πραγματοποιούνται με ένα μόνον μέγεθος, την τέμνουσα δύναμη  $V_2$  ή  $V_3$ . Έτσι οι αντίστοιχοι συνδυασμοί δράσεων είναι:

Πίνακας 4.3 Μεγέθη σχεδιασμού για τον έλεγχο διάτμησης στοιχείων στα πλαίσια της ΔΦΜ

ΣΦ	Θέση μάζας	$V_2$	$V_3$
1	ΘΜ.1/(+E)	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} + exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} + exV_3$
2	ΘΜ.1/(-E)	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} - exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} - exV_3$
3	ΘΜ.2/(+E)	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} + exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} + exV_3$
4	ΘΜ.2/(-E)	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} - exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} - exV_3$
5	ΘΜ.3/(+E)	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} + exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} + exV_3$
6	ΘΜ.3/(-E)	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} - exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} - exV_3$
7	ΘΜ.4/(+E)	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} + exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} + exV_3$
8	ΘΜ.4/(-E)	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} - exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} - exV_3$

Πίνακας 4.4 Μεγέθη σχεδιασμού για τον έλεγχο διάτμησης στοιχείων στα πλαίσια της ΑΦΜ

ΣΦ	Θέση μάζας	$V_2$	$V_3$
1	"+(Σ1-3)"	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} + exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} + exV_3$
2	"-(Σ1-3)"	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} - exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} - exV_3$
3	"+(Σ1-4)"	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} + exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} + exV_3$
4	"-(Σ1-4)"	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} - exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} - exV_3$
5	"+(Σ2-3)"	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} + exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} + exV_3$
6	"-(Σ2-3)"	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} - exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} - exV_3$
7	"+(Σ2-4)"	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} + exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} + exV_3$
8	"-(Σ2-4)"	$V_{2,G} + \psi_2 V_{2,Q} - exV_2$	$V_{3,G} + \psi_2 V_{3,Q} - exV_3$

#### 4.3.2 Στοιχεία υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη: Δοκοί

Οι έλεγχοι των στοιχείων υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη και υπό διάτμηση, είναι έλεγχοι οι οποίοι εξαρτώνται μόνον από ένα μέγεθος έντασης. Έτσι ισχύουν οι συνδυασμοί για ελέγχους που εκτελούνται με ένα μέγεθος έντασης. Επομένως, τόσο για τις ροπές όσο και για τις τέμνουσες που προκύπτουν από την ανάλυση λόγω σεισμού ισχύουν πίνακες μεγεθών σχεδιασμού ανάλογοι των πινάκων 4.3 και 4.4. Σημειώνεται επίσης ότι και οι έλεγχοι των πεδιλοδοκών έναντι κάμψης και διάτμησης των πτερυγίων τους (που θα παρουσιαστούν στην παράγραφο 5.3.4.1.), είναι επίσης έλεγχοι με ένα μόνον μέγεθος έντασης, και επομένως και για αυτούς ισχύουν τα παραπάνω.

#### 4.3.3 Στοιχεία σύνθετης λειτουργίας: Πέδιλα / Τοιχώματα υπογείου

##### Πέδιλα

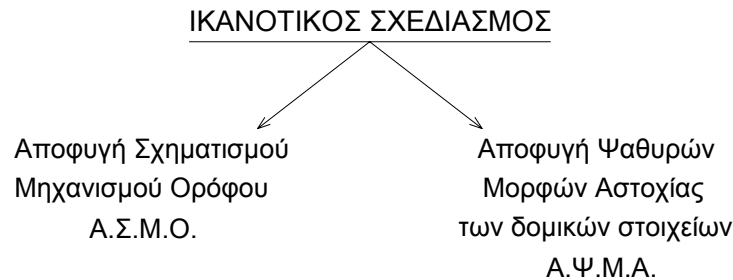
Για τους ελέγχους των πεδίων απαιτούνται τρία μεγέθη έντασης και έτσι ισχύουν για αυτά οι πίνακες 4.2 και 4.3. Αναλυτική παρουσίαση των ελέγχων των πεδίων θα γίνει στην παράγραφο 5.5.2.

*Τοιχώματα υπογείου με και χωρίς έδραση*

Τα τοιχώματα υπογείου όπως θα παρουσιαστεί στην παράγραφο 5.5.3 είναι σύνθετα στοιχεία που απαιτούν ελέγχους ανάλογους των δοκών και των πλάκων. Επομένως εντάσσονται στα στοιχεία που ελέγχονται με ένα μέγεθος έντασης. Έτσι και για αυτά ισχύουν πίνακες ανάλογοι των πινάκων 4.3, 4.4.

**4.4. Ικανοτικοί Έλεγχοι**

Οι ικανοτικοί έλεγχοι αποτελούν ελέγχους τους οποίους επιβάλλει ο ΕΑΚ/2000 προκειμένου να εξασφαλιστεί η ικανότητα των κτιρίων για απελευθέρωση ενέργειας κατά τη διάρκεια της σεισμικής επιπόνησης χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση τους. Για το λόγο αυτό τα δομικά στοιχεία θα πρέπει μέσω της όπλισης τους να έχουν μετελαστική συμπεριφορά με πλάστιμη μορφή, και μάλιστα η συμπεριφορά αυτή θα πρέπει να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων και πιο συγκεκριμένα σε περιορισμένες περιοχές αυτών οι οποίες ονομάζονται πλαστικές αρθρώσεις (ΕΑΚ/2000, Παράγραφος 4.1.4). Επομένως θα πρέπει να λαμβάνονται ειδικά μέτρα για την αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας όπως είναι η διατμητική αστοχία. Πιο συγκεκριμένα σύμφωνα με την παράγραφο 4.1.4[4] του ΕΑΚ/2000, ο ικανοτικός σχεδιασμός των κτιρίων περιλαμβάνει δύο γενικές κατηγορίες ελέγχων οι οποίες δίνονται στο παρακάτω διάγραμμα:



**Σχήμα 4.1** Γενικές κατηγορίες ελέγχων του Ικανοτικού Σχεδιασμού κατά τον ΕΑΚ/2000.

Οι έλεγχοι του ικανοτικού σχεδιασμού επιβάλλουν τις εξής απαιτήσεις στους ελέγχους δομικών στοιχείων:

- Έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο.: Δημιουργούν την απαίτηση για έλεγχο των υποστυλωμάτων υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη όχι με τα μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση, αλλά με κατάλληλη αντικατάσταση τους από μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού, όπως θα παρουσιαστεί αναλυτικά στις παραγράφους 5.4.2.1. και 5.4.2.2. του παρόντος εγχειριδίου.
- Έλεγχος Α.Ψ.Μ.Α.: Δημιουργούν την απαίτηση για έλεγχο δοκών, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων σε διάτμηση όχι με τις τέμνουσες δυνάμεις οι οποίες προκύπτουν από την ανάλυση, αλλά με τις τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού ο υπολογισμός των οποίων γίνεται σύμφωνα με το Παράρτημα Β του ΕΑΚ/2000 (βλ. επίσης τις παραγράφους 5.3.2.1., 5.4.2.2. και 5.4.3.2. του παρόντος εγχειριδίου).

Οι έλεγχοι **και των δύο αυτών** κατηγοριών του σχήματος 1 **ΔΕΝ** απαιτούνται, όταν εκπληρώνονται οι προϋποθέσεις της παραγράφου 4.1.4[5] οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω:

$$\text{ΑΠΑΙΤΕΙΤΑΙ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ} \rightarrow \begin{cases} \text{ΟΧΙ:} & \text{Εάν } q_{\text{ΜΕΛΕΤΗΣ}} \leq \min\{1.5, q_{\text{ΕΑΚ}}/2\} \\ \text{ΝΑΙ:} & \text{Εάν } q_{\text{ΜΕΛΕΤΗΣ}} = q_{\text{ΕΑΚ}} \end{cases} \quad (4.1)$$

Όπου  $q_{ΕΑΚ}$  είναι η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς όπως λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.6 του ΕΑΚ/2000 για την κατηγορία του υπό μελέτη κτιρίου.

Ακόμα όμως και στην περίπτωση κατά την οποία απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός για ένα κτίριο, υπάρχουν και μέρη του για τα οποία επιτρέπεται η απαλλαγή από την υποχρέωση μίας ή και των δύο κατηγοριών ελέγχων του ικανοτικού σχεδιασμού (Σχ. 4.1). Οι εξαιρέσεις αυτές δίνονται παρακάτω:

#### **ΑΠΑΛΛΑΓΗ ΑΠΟ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ Α.Σ.Μ.Ο.**

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.1.4.2 του ΕΑΚ/2000 υπάρχουν περιπτώσεις κτιρίων τα οποία ακόμα και αν ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται για τη μελέτη της έχει τέτοια τιμή η οποία επιβάλλει την εφαρμογή των διατάξεων ικανοτικού σχεδιασμού, εξαιρούνται από τον έλεγχο Α.Σ.Μ.Ο.

Στα πλαίσια του καθορισμού των περιπτώσεων στις οποίες απαιτείται ή όχι έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο., τα κτίρια κατατάσσονται στην παράγραφο 4.1.4.2 του ΕΑΚ/2000 σε δύο κατηγορίες:

- Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα.
- Κτίρια με οποιοδήποτε στατικό σύστημα.

#### *Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα*

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ/2000 κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα, είναι κτίρια που:

- έχουν επαρκή αριθμό τοιχωμάτων έτσι ώστε η τέμνουσα βάση να παραλαμβάνεται τουλάχιστον κατά 60% από αυτά (Παράγραφος 4.1.4.2β[2]).
- Η διάταξη των τοιχωμάτων που έχουν έχει ως αποτέλεσμα να πληρείται μία από της τρεις προϋποθέσεις που δίνονται στην παράγραφο 4.1.4.2β[3].

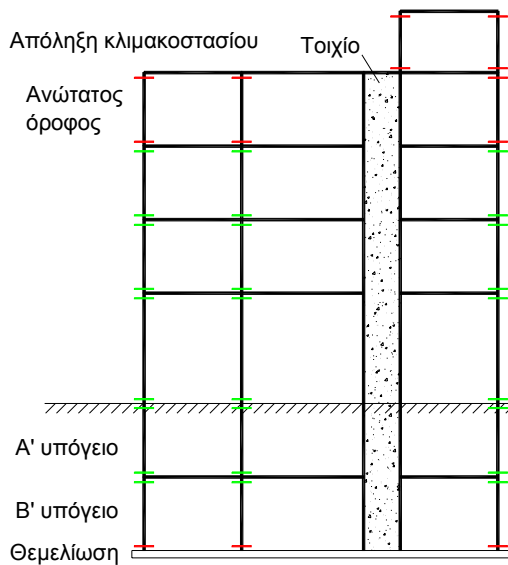
Για τα κτίρια αυτής της κατηγορίας **δεν** απαιτείται έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο. σε κάθε διεύθυνση στην οποία υπάρχουν επαρκής αριθμός τοιχωμάτων με κατάλληλη διάταξη.

**Το ΟΣΚ όντας υποπρόγραμμα του ΡΑΦ το οποίο εκτελεί τους ελέγχους επάρκειας και ορθής διάταξης τοιχωμάτων (βλ. παραγράφους 10.5 και 10.6 του εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ), λαμβάνει από αυτό – λειτουργώντας μαζί του διαδραστικά – την πληροφορία για το αν είναι επιτρεπτό να απαλλαγούν τα υποστυλώματα ενός κτιρίου από τους ελέγχους Α.Σ.Μ.Ο., και μάλιστα και σε ποιά από τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων της διατομής τους.**

#### *Κτίρια με οποιοδήποτε στατικό σύστημα*

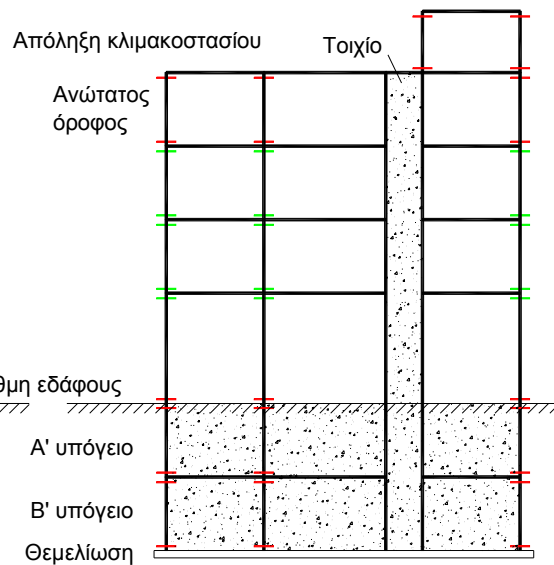
Σε κτίρια τα οποία δεν μπορούν να καταταγούν στην κατηγορία κτιρίων με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα απαιτείται έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο. Ωστόσο υπάρχουν ορισμένες περιοχές των κτιρίων αυτών οι οποίες εξαιρούνται του συγκεκριμένου ελέγχου. Οι περιοχές αυτές δίνονται εποπτικά στο παρακάτω σχήμα (θα πρέπει βέβαια να διευκρινιστεί ότι οι έλεγχοι Α.Σ.Μ.Ο. αφορούν κόμβους δοκών- στύλων και όχι δοκών-τοιχωμάτων):

**ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΤΥΧΑΙΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ**  
Χωρίς τοιχία υπογείου



- Απαιτείται έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο.
- ΔΕΝ Απαιτείται έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο.

**ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΤΥΧΑΙΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ**  
Με τοιχία υπογείου



- Απαιτείται έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο.
- ΔΕΝ Απαιτείται έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο.

**Σχήμα 4.2** Τμήματα κτιρίων με όχι κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα στα οποία απαιτείται ή όχι έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο.

**Το ΟΣΚ λαμβάνει από το ΡΑΦ την πληροφορία για το αν το υποσύστημα που ελέγχεται ανήκει σε κάποια από τις περιοχές ενός κτιρίου με μη κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα στις οποίες απαιτείται έλεγχος Α.Σ.Μ.Ο. Έτσι προσαρμόζει κατάλληλα τα μεγέθη σχεδιασμού με τα οποία εκτελεί των έλεγχο των συγκεκριμένων υποστυλωμάτων έναντι διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη.**

**ΑΠΑΛΛΑΓΗ ΑΠΟ ΤΟΥΣ ΕΛΕΓΧΟΥΣ Α.Ψ.Μ.Α.**

Όλα τα δομικά στοιχεία φορέων για τους οποίους απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός, θα πρέπει να ελέγχονται έναντι ψαθυρών μορφών αστοχίας. Τα δομικά αυτά στοιχεία χαρακτηρίζονται ως στοιχεία με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Οι εξαιρέσεις δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

**Πίνακας 4.5** Δομικά στοιχεία με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας	
<b>1. ΔΟΚΟΙ</b>		
1-α. Ανωδομής	ΝΑΙ	
1-β. Α' Υπόγειο (δάπεδο ισογείου)	ΝΑΙ	ΕΑΚ/2000, Παράρτημα Β.2[4]
1-γ. Υπόλοιπα Υπόγεια	ΟΧΙ	ΕΑΚ/2000, Παράρτημα Β.2[4]
1-δ. Κρυφοδοκοί	ΟΧΙ	ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφος 6.1.3
1-ε. Κρυφοδοκοί*	ΝΑΙ	ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφος 6.1.3

1-στ. Πεδιλοδοκοί	ΟΧΙ	ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφος 6.1.3
1-ζ. Συνδετήριες δοκοί	ΟΧΙ	ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφος 6.1.3
1-η. Δευτερεύουσες δοκοί**	ΟΧΙ	ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφος 6.1.3
<b>2. ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ</b>		
2α. Ανωδομής	ΝΑΙ	
2β-1. Α' Υπόγειο με τοιχώματα σε όλη την περίμετρο του υπογείου	ΟΧΙ	ΕΑΚ/2000, Παράρτημα Β.2[4]
2β-2. Α' Υπόγειο χωρίς τοιχώματα σε όλη την περίμετρο του υπογείου	ΝΑΙ/ΟΧΙ***	
2γ. Υπόλοιπα Υπόγεια	ΟΧΙ	ΕΑΚ/2000, Παράρτημα Β.2[4]
<b>3. ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ</b>		
3α. Ανωδομής	ΝΑΙ	
3β. Α' Υπόγειο με ή χωρίς τοιχώματα σε όλη την περίμετρο του υπογείου	ΝΑΙ	ΕΑΚ/2000, Παράρτημα Β.2[4]
3γ. Υπόλοιπα Υπόγεια	ΟΧΙ	ΕΑΚ/2000, Παράρτημα Β.2[4]

\* Πρόκειται για τμήματα συμπαγών πλακών χωρίς δοκούς, που συμμετέχουν σε συστήματα ισοδυναμών πλαισίων πλακών-στύλων (βλ. και Παράγραφο 9.17. ΕΚΟΣ/2000).

\*\* Δευτερεύουσες είναι οι δοκοί που δεν εδράζονται απ' ευθείας σε κατακόρυφα φέροντα στοιχεία στο ένα ή και στα δύο άκρα τους.

\*\*\* Κατά την κρίση του μελετητή, και σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το ποσοστό της περιμέτρου του υπογείου που καλύπτεται από τοιχώματα.

Προφανώς, σε κτίρια για τα οποία δεν απαιτούνται γενικώς αυξημένα επίπεδα πλαστιμότητας, δεν τίθενται θέματα ελέγχου αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας για όλα τα επιμέρους δομικά στοιχεία.

Ειδικά για τα τοιχώματα, θα πρέπει να γίνει η διευκρίνιση ότι πέραν του ελέγχου Α.Ψ.Μ.Α., στην Παράγραφο Β.1.4[4] του παραρτήματος Β του ΕΑΚ/2000 γίνεται και αναφορά στην απαίτηση ελέγχου περιορισμού της μεταλαστικής απόκρισης τους στην επιδιωκόμενη περιοχή πλαστικής άρθρωσης η οποία προσδιορίζεται στην θέση της πλήρους (ή μερικής) πάκτωσης τους. Ο έλεγχος αυτός δεν μπορεί να καταταγεί ούτε στους ελέγχους Α.Ψ.Μ.Α ούτε στους ελέγχους Α.Σ.Μ.Ο. Ωστόσο είναι ένας έλεγχος ο οποίος θα πρέπει να γίνεται εφόσον το τοίχωμα ανήκει σε κτίριο για το οποίο υπάρχει γενικά απαίτηση ικανοτικού σχεδιασμού (με το κριτήριο της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς  $\eta$ ).

Ανάλογη παρατήρηση ισχύει και για τα πέδιλα, για τα οποία ο ΕΑΚ/2000 στην παράγραφο 5.2.2 δίνει οδηγίες για τον ικανοτικό τους σχεδιασμό με στόχο την αποφυγή ψαθυρής μορφής αστοχίας τους. Και για τα πέδιλα απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός όταν ανήκουν σε κτίρια για τα οποία απαιτείται γενικά ικανοτικός σχεδιασμός των μελών τους.

*Το ΟΣΚ έχει ενσωματωμένο τον Πίνακα 4.5, και επομένως κάθε ελεγχόμενο δομικό στοιχείο ταυτοποιείται αν είναι στοιχείο με αυξημένες ή όχι απαιτήσεις πλαστιμότητας προκειμένου να διαμορφωθεί κατάλληλα η διαδικασία ελέγχου του.*

*Κλείνοντας την παράγραφο με την αναφορά στις περιπτώσεις στις οποίες απαιτούνται ή όχι ικανοτικοί έλεγχοι, θα πρέπει να τονιστεί ότι το ΡΑΦ/ΟΣΚ δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να επιλέξει αυτός αν τελικά θα γίνουν γενικώς ικανοτικοί έλεγχοι σε ένα κτίριο. Ωστόσο με κατάλληλο μήνυμα στην οθόνη υπενθυμίζει στο μελετητή, τότε επιτρέπεται η απαλλαγή από τους ικανοτικούς ελέγχους κατά τον ΕΑΚ/2000 (με βάση τη σχέση 4.1 του παρόντος εγχειριδίου).*

## 5. Έλεγχοι δομικών στοιχείων Ο/Σ

### 5.1 Γενικά

Στις παραγράφους που ακολουθούν θα γίνει μία καταγραφή των ελέγχων που επιβάλλουν οι κανονισμοί για τις κατηγορίες των δομικών στοιχείων Ο/Σ που δίνονται στον πίνακα 3.1, και θα παρουσιαστούν κάποιες λεπτομέρειες για τις παραδοχές και γενικότερα για τον τρόπο με τον οποίο τους εκτελεί το ΟΣΚ. Η παρουσίαση θα γίνει με βάση τις γενικές κατηγορίες του πίνακα 3.1 (Κατηγορίες 1, 2, 3), και θα δοθούν σε επιμέρους παραγράφους οι διαφοροποιήσεις που υφίστανται στις ειδικές κατηγορίες ((1α)-(1δ), (2α)-(2γ), (3α)-(3γ)). Εξαιρέση αποτελούν οι πλάκες οι οποίες θα παρουσιαστούν ξεχωριστά καθώς αποτελούν επιφανειακά στοιχεία με διαφορετική φιλοσοφία ελέγχου από τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία.

### 5.2 Πλάκες

Ο υπολογισμός της έντασης των πλακών λόγω της φόρτισής τους από κατακόρυφα φορτία γίνεται με εφαρμογή της μεθόδου **Pieper-Martens**. Καλύπτονται οι εξής τύποι πλακών:

- Ολόσωμες/Συμπαγείς πλάκες
- Δοκιδωτές πλάκες
- Δοκιδωτές πλάκες με σώματα πλήρωσης (sandwich)
- Πλάκες-πρόβολοι

Οι συμπαγείς πλάκες στα πλαίσια της μεθόδου θεωρούνται ως έχουσες αντίσταση σε συστρόφη, ενώ οι δοκιδωτές πλάκες θεωρούνται ως μη έχουσες αντίσταση σε συστρόφη. Χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχοι πίνακες της βιβλιογραφίας (βλ. [7]). Όλες τις πλάκες θεωρείται ότι φορτίζονται με ομοιόμορφο φορτίο που εκτείνεται σε όλη την επιφάνειά τους. Το φορτίο που δέχονται οι πλάκες αναλύεται σε:

- (α) Φορτίο από το ίδιο βάρος
- (β) Φορτίο επικάλυψης
- (γ) Μόνιμο-ωφέλιμο φορτίο
- (δ) Κινητό φορτίο.

Ειδικά για τις πλάκες-προβόλους υπάρχει επιπλέον η δυνατότητα θεώρησης και γραμμικώς κατανεμημένου ομοιόμορφου φορτίου κατά μήκος του ελεύθερου άκρου τους.

Όσον αφορά τους ελέγχους αντοχής, εκτελούνται έλεγχοι κάμψης και οι έλεγχοι λυγηρότητας κατά τον ΕΚΟΣ/2000 (Παράγρ. 16.2) για τα κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία του συνδυασμού 1.35G+1.50Q. Εξάγονται οι λόγοι εξάντλησης των ροπών κάμψης στα ανοίγματα και στις στηρίξεις των πλακών.

### 5.3 Στοιχεία υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη: Δοκοί

Στα στοιχεία υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη ανήκουν σύμφωνα με τον πίνακα 3.1, οι δοκοί ανωδομής, οι πεδιλοδοκοί και οι συνδετήριες δοκοί. Τα δομικά στοιχεία που ανήκουν στην κατηγορία αυτή θα πρέπει να ελέγχονται τόσο για τον συνδυασμό βασικών δράσεων όσο και για τον συνδυασμό τυχηματικών δράσεων με σεισμό (βλ. Παράγραφο 4.2.) με τους ελέγχους που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 5.1 Έλεγχοι δομικών στοιχείων υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη

	Έλεγχος σε κάμψη	Έλεγχος σε διάτμηση	Έλεγχος σε στρέψη	Έλεγχος κάμψης πτερυγίων	Έλεγχος διάτμησης πτερυγίων	Έλεγχος τάσεων εδάφους
Δοκοί ανωδομής	✓	✓	X/✓ <sup>(1)</sup>	X	X	X
Πεδιλοδοκοί	✓	✓	X/✓ <sup>(1)</sup>	✓	✓	✓
Συνδετήριες δοκοί	✓	✓	X/✓ <sup>(1)</sup>	X	X	X

(1) Εκτελείται σε κάθε περίπτωση. Τα αποτελέσματα εκτυπώνονται μόνον όταν εκπληρώνεται το κριτήριο της παραγράφου 5.3.3. του παρόντος εγχειριδίου.

#### 5.3.1 Έλεγχος σε κάμψη (ΕΚΟΣ/2000, Κεφ. 10)

**Ο έλεγχος σε κάμψη των δοκών (ανωδομής, πεδιλοδοκών και συνδετηρίων), εκτελείται από το ΟΣΚ σε τρία σημεία του εύκαμπτου τμήματος τους: στην αρχή, στο μέσον, και στο πέρας τους.**

Τα μεγέθη έντασης που χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους (μεγέθη σχεδιασμού) προέρχονται από την περιβάλλουσα ροπών κάμψης των παρακάτω συνδυασμών φόρτισης:

➤ *Ανάλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο ΔΦΜ*

1. Βασικός συνδυασμός δράσεων  $1.35G+1.50Q$
2. Σεισμικός συνδυασμός  $G+\psi_2Q\pm E_1$
3. Σεισμικός συνδυασμός  $G+\psi_2Q\pm E_2$
4. Σεισμικός συνδυασμός  $G+\psi_2Q\pm E_3$
5. Σεισμικός συνδυασμός  $G+\psi_2Q\pm E_4$

Όπου το  $E_i$  συμβολίζει τις ροπές που προέρχονται από την δυναμική φασματική ανάλυση για μία από τις  $i=1-4$  θέσεις μάζας που προδιαγράφει ο ΕΑΚ/2000 και ταυτόχρονη δράση του σεισμού στις διευθύνσεις των καθολικών αξόνων  $X$  και  $Y$ . Οι τιμές των ροπών που προκύπτουν από τις αναλύσεις αυτές είναι οι πιθανές ακραίες τιμές ( $extM$ ), (βλ. Παράγραφο 4.3.2.).

➤ *Ανάλυση με τη απλοποιημένη φασματική μέθοδο ΑΦΜ*

- Βασικός συνδυασμός δράσεων  $1.35G+1.50Q$
- Σεισμικός συνδυασμός  $G+\psi_2Q\pm\Sigma_{1-3}$
- Σεισμικός συνδυασμός  $G+\psi_2Q\pm\Sigma_{1-4}$
- Σεισμικός συνδυασμός  $G+\psi_2Q\pm\Sigma_{2-3}$
- Σεισμικός συνδυασμός  $G+\psi_2Q\pm\Sigma_{2-4}$

Όπου το  $\Sigma_{i-j}$  ( $i=1,2 / j=3,4$ ) συμβολίζει τη ροπή που προέρχεται από την επαλληλία των αναλύσεων με οριζόντια ισοδύναμα σεισμικά φορτία κατά τις διευθύνσεις των δύο κυριών αξόνων όταν αυτά

εφαρμοστούν σε σημεία των ορόφων που προδιαγράφονται από τον ΕΑΚ/2000 (βλ. σχήμα 9.18 του εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ).

Η διαδικασία ελέγχου των δοκών σε κάμψη είναι η εξής:

- (α) Λαμβάνονται από την επίλυση όλα τα μεγέθη ροπών που υπεισέρχονται στους παραπάνω συνδυασμούς.
- (β) Υλοποιούνται οι συνδυασμοί αυτοί, και σε κάθε ένα από τα τρία σημεία ελέγχου (αρχή, μέσον, πέρας) της δοκού εντοπίζονται η μέγιστη θετική και η μέγιστη αρνητική ροπή κάμψης. Δηλαδή η μέγιστη ροπή που εφελκύει την άνω ίνα και η μέγιστη ροπή που εφελκύει την κάτω ίνα της δοκού. Έτσι σχηματίζεται η περιβάλλουσα ροπών σχεδιασμού.
- (γ) Με βάση τον χώρο αντοχής της οπλισμένης διατομής που αυτόματα υπολογίζει το ΡΑΦ, προσδιορίζονται οι ροπές αντοχής στα τρία σημεία ελέγχου και για τις δύο φορές των ροπών σχεδιασμού.

**Σημειώνεται ότι για τον υπολογισμό των ροπών αντοχής των δοκών, το ΟΣΚ λαμβάνει υπόψη τις ράβδους που βρίσκονται εντός του συνεργαζόμενου πλάτους των πλακοδοκών ανωδομής, όπως και την διατομή σκυροδέματος με το συνεργαζόμενο πλάτος.**

- (δ) Έχοντας από τα βήματα (β) και (γ) τις ροπές σχεδιασμού (δράσεις) και τις ροπές αντοχής αντίστοιχα, υπολογίζονται από το ΟΣΚ οι αντίστοιχοι λόγοι εξάντλησης CR (Capacity Ratios):

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow CR = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \quad (5.1)$$

**Σημειώνεται τέλος, ότι οι έλεγχοι αντοχής των δοκών μπορούν να γίνουν για περισσότερες της μίας διατάξεις όπλισης (εφόσον έχουν ορίσει) χωρίς να απαιτηθεί επανεπίλυση του κτιρίου.**

### 5.3.2 Έλεγχος σε διάτμηση (ΕΚΟΣ/2000, §11.2.2, §11.2.3).

Η διαδικασία του ελέγχου των δοκών σε διάτμηση εξαρτάται από το αν οι δοκοί χαρακτηρίζονται ως στοιχεία Μ.Α.Α.Π. ή στοιχεία Χ.Α.Α.Π. όπως παρουσιάζονται στον πίνακα 4.5. Οι διαφοροποιήσεις συνίστανται αφενώς στα μεγέθη με τα οποία γίνεται ο έλεγχος (τέμνουσες σχεδιασμού) και αφετέρου σε κάποιες λεπτομέρειες που αφορούν στον υπολογισμό των τεμνουσών αντοχής που θα επισημανθούν παρακάτω. Όσον αφορά ειδικά στις τέμνουσες σχεδιασμού ο έλεγχος σε διάτμηση πραγματοποιείται:

- (α) για δοκούς Χ.Α.Α.Π., με τα μεγέθη (τέμνουσες σχεδιασμού) που προκύπτουν από την ανάλυση του κτιρίου για τους συνδυασμούς που παρουσιάζονται στην παράγραφο 4.2. (για λεπτομέρειες για τις τέμνουσες σχεδιασμού λόγω του σεισμικού συνδυασμού δράσεων βλ. Παράγραφο 4.3.2. και Πίνακες 4.3, 4.4).
- (β) για δοκούς Μ.Α.Α.Π., τόσο με τα μεγέθη (τέμνουσες σχεδιασμού) με τα οποία γίνεται ο έλεγχος των δοκών Χ.Α.Α.Π. όσο και με τις τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού όπως προδιαγράφει ο ΕΑΚ/2000 στο εδάφιο Β.1.2 του Παραρτήματος Β.

Υπενθυμίζεται τέλος ότι σε δοκούς Χ.Α.Α.Π. δεν υφίστανται κρίσιμες περιοχές μήκους ίσου με το διπλάσιο του ύψους της δοκού, δηλ.  $L_{cr}=2 \cdot h_b$ , (βλέπε παράγραφο 18.3.3 του ΕΚΟΣ/2000).

**Για τους ελέγχους σε διάτμηση το ΟΣΚ δέχεται την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών και για τις δοκούς χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, και έτσι εκτελεί τους αντίστοιχους ελέγχους επάρκειας οπλισμού διάτμησης.**

**5.3.2.1 Υπολογισμός τέμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού από το ΟΣΚ**

Σύμφωνα με το ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β του ΕΑΚ/2000 και πιο συγκεκριμένα την παράγραφο Β.1.2.[1], η τέμνουσα σχεδιασμού για τις δοκούς που έχουν αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

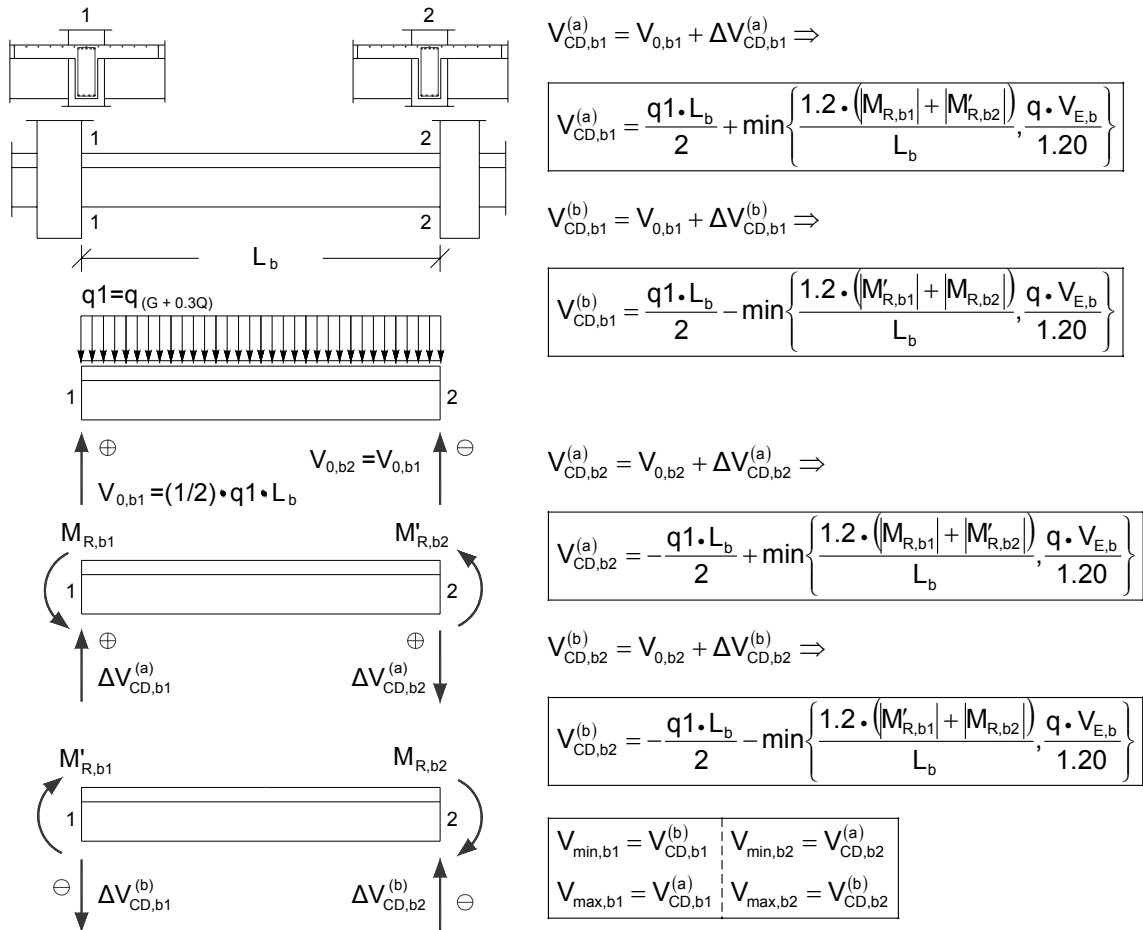
$$V_{CD,b} = V_{0,b} + \Delta V_{CD,b} \quad (5.2\alpha)$$

Όπου:

$$\Delta V_{CD,b} = \frac{1.20 \cdot (M_{R,b1} + M_{R,b2})}{L_b} \leq \frac{q \cdot V_{E,b}}{1.20} \quad (5.2\beta)$$

- Στην σχέση (5.2α) (που αντιστοιχεί στην σχέση Β.2α του ΕΑΚ/2000), η τέμνουσα  $V_{0,b}$  είναι η τέμνουσα της δοκού υπό τα μη σεισμικά φορτία του συνδυασμού  $G+\psi_2Q\pm E$ , δηλαδή απο τον συνδυασμό  $G+\psi_2Q$ .
- Στην σχέση (5.2β) (που αντιστοιχεί στην σχέση Β.2β του ΕΑΚ/2000),  $M_{R,b1}$  και  $M_{R,b2}$  είναι οι ροπές αντοχής των άκρων της δοκού όπως ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση. **Οι ροπές αυτές υπολογίζονται αυτόματα από το ΡΑΦ με βάση τον χώρο αντοχής των οπλισμένων διατομών στις οποίες δεν λαμβάνεται υπόψη ο οπλισμός των πλακών εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.**
- $V_{E,b}$  είναι η σεισμική τέμνουσα της δοκού, και πιο συγκεκριμένα η πιθανή ακραία τιμή της.
- $L_b$  είναι το μήκος του ευκάμπτου τμήματος της δοκού, δηλαδή το μήκος μεταξύ των δύο εσωτερικών/ιδεατών κόμβων 2, 3 του στοιχείου του ΡΑΦ (βλ. Σχήμα 5.1, εγχειριδίου του ΡΑΦ).
- Οι τέμνουσες  $V_{0,b}$  προκύπτουν από την θεώρηση ότι οι δοκοί έχουν αναπτύξει και στα δύο τους άκρα πλαστικές αρθρώσεις. Επομένως, για τον υπολογισμό τους θα πρέπει να θεωρηθεί ότι οι δοκοί είναι αμφιαρθρωτές και φορτίζονται από το κατακόρυφο φορτίο που αντιστοιχεί στον συνδυασμό  $G+\psi_2Q$ . **Αν και στην γενική περίπτωση τα φορτία του συγκεκριμένου συνδυασμού είναι τραπεζοειδή, για τον υπολογισμό της συγκεκριμένης τέμνουσας από το ΟΣΚ (και μόνον για αυτόν) γίνεται ομοιομορφοποίηση τους.**

Με βάση τα παραπάνω προκύπτει το ακόλουθο σχήμα υπολογισμών που υλοποιείται από το ΟΣΚ:



Σχήμα 5.1 Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού

Όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα, σε κάθε ένα από τα δυο άκρα της δοκού υπολογίζονται δυο τέμνουσες. Θα πρέπει όμως να υπολογιστούν και οι τέμνουσες που προκύπτουν από τον σεισμικό συνδυασμό  $G + \psi_2 Q \pm E$  από την ανάλυση. Έτσι, η διαδικασία εξαγωγής των τεμνουσών σχεδιασμού για μία συγκεκριμένη διατομή (έστω για τη διατομή 1 του σχήματος) δοκού Μ.Α.Α.Π. θα είναι η εξής:

1. Υπολογισμός των τεμνουσών που προκύπτουν από την ανάλυση μόνο για κατακόρυφα φορτία, δηλαδή για τον συνδυασμό  $1.35G + 1.50Q$ .
2. Υπολογισμός των τεμνουσών που προκύπτουν από την καθαρά σεισμική ανάλυση:  $\pm E \rightarrow V_{E,b}$  (πρόκειται για την πιθανή ακραία τιμή της τέμνουσας με θετικό ή αρνητικό πρόσημο λόγω σεισμού)
3. Υπολογισμός των τεμνουσών του σεισμικού συνδυασμού  $G + \psi_2 Q \pm E$
4. Υπολογισμός των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού με βάση τις σχέσεις του σχήματος 5.1 και έλεγχος υπέρβασης ή όχι των ορίων που καθορίζονται από την σχέση (5.2β).

### 5.3.2.2 Διαδικασία ελέγχου σε διάτμηση

Η διαδικασία ελέγχου σε διάτμηση παρουσιάζει διαφοροποιήσεις όταν πραγματοποιείται για τον μη σεισμικό (βασικό) και για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Διαφοροποιήσεις υπάρχουν επίσης και κατά τον έλεγχο για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων, όταν αυτός αφορά δοκούς Χ.Α.Α.Π. ή δοκούς Μ.Α.Α.Π.. Παρακάτω θα δοθούν λεπτομέρειες για τις περιπτώσεις αυτές, και θα επισημανθούν τα σημεία στα οποία γίνονται παραδοχές κατά την υλοποίηση των ελέγχων από το ΟΣΚ.

**(Α)** Έλεγχος για τον μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων (βασικός συνδυασμός 1.35G+1.50Q).

**(Α1)** Έλεγχος περιορισμού λοξής θλίψης σκυροδέματος κορμού με βάση τη σχέση:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \Rightarrow CR = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} \quad (5.3)$$

Η ανισότητα αυτή ελέγχεται στην παρεία άμεσης και έμμεσης στήριξης. **Δηλαδή ο έλεγχος γίνεται με τις τέμνουσες που αναπτύσσονται στους εσωτερικούς/ιδατούς κόμβους του πεπερασμένου στοιχείου του ΡΑΦ, 2 και 3 (βλ. Σχ. 5.1 εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ), οι θέσεις των οποίων καθορίζονται με σημείο αναφοράς τον κόμβο 2.** Δηλαδή για τον κόμβο 2 ισχύει:  $x=x_2=0$ , ενώ για τον κόμβο 3 ισχύει:  $x=x_3=L$  (όπου  $L$  είναι το μήκος του εύκαμπτου τμήματος του στοιχείου).

Η τέμνουσα  $V_{Rd2}$  υπολογίζεται από τη σχέση:

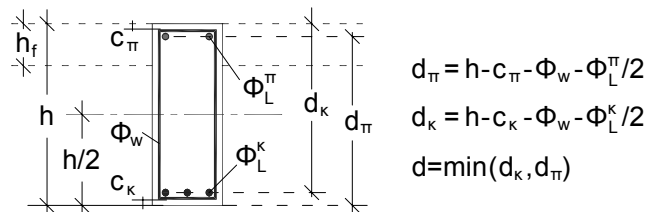
$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \quad (5.4)$$

Όπου:

$$v = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.50 \quad (f_{ck} \text{ [MPa]}) \quad (5.5)$$

- $f_{ck}$  = η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (π.χ. για σκυρόδεμα C16 →  $f_{ck}=16$ ).
- $f_{cd}$  = η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος [π.χ. για σκυρόδεμα C16 →  $f_{cd}=(16/1.5) \cdot 10^3$ ].
- $b_w$  = το πλάτος του κορμού της διατομής της δοκού.
- $z$  = ο μοχλοβραχιόννας των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής.  
Λαμβάνεται συνήθως ίσος με  $0.9 \cdot d$ , όπου το  $d$  είναι στατικό ύψος της διατομής.

**Για τον υπολογισμό του στατικού ύψους  $d$  των δοκών, το ΟΣΚ κάνει εφαρμογή της σχέσης του παρακάτω σχήματος:**



**Σχήμα 5.2** Ορισμός στατικού ύψους  $d$

**(A2)** Έλεγχος οπλισμού έναντι τεμνουσών εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού, με βάση τη σχέση:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd} \Rightarrow CR = \frac{V_{sd}}{V_{Rd3}} \quad (5.6)$$

Όπου  $V_{wd}$  είναι η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από τον οπλισμό διάτμησης, και  $V_{cd}$  είναι η τέμνουσα που περιλαμβάνεται από το θλιβόμενο πέλμα.

**Ο έλεγχος αυτός γίνεται σε απόσταση ίση με το στατικό ύψος  $d$  από την παρειά μιας άμεσης στήριξης (δηλαδή σε απόσταση  $d$  από τους εσωτερικούς/ιδεατούς κόμβους 2,3).**

Ο υπολογισμός των συνιστωσών  $V_{wd}$  και  $V_{cd}$  της τέμνουσας αντοχής  $V_{Rd3}$  (σχέση (5.6)) γίνεται σύμφωνα με την παράγραφο (11.2.3.2.α) ως εξής:

$$V_{cd} = V_{Rd1} = [T_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_\lambda) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (5.7\alpha)$$

$$V_{wd} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (5.7\beta)$$

Στις παραπάνω σχέσεις:

$T_{Rd}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής του σκυροδέματος που δίνεται από τον πίνακα 11.1 του ΕΚΟΣ/2000 (Ο πίνακας αυτός δίνει τις τιμές του  $T_{Rd}$  σε Μρα. Ωστόσο για την εισαγωγή του στην σχέση (5.7α) θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με την τιμή 1000).

$k = 1.60 - d \geq 1.00$  (Όπου το  $d$  είναι το στατικό ύψος της διατομής και εισάγεται σε μέτρα).

$$\rho_\lambda = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)} \leq 0.02$$

$A_{sl}$  η διατομή του εφελκυσμένου οπλισμού (δηλαδή του οπλισμού της άνω παρειάς αφού ο έλεγχος γίνεται κοντά στην στήριξη) που επεκτείνεται πέραν της διατομής ελέγχου κατά  $d + \lambda_{b,net}$ .

$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$  ( $A_c = \eta$  επιφάνεια της διατομής της δοκού χωρίς το συνεργαζόμενο πλάτος).

$N_{sd}$  είναι η ορθή δύναμη σχεδιασμού (θετική όταν είναι θλιπτική) = 0 για τις δοκούς.

$f_{ywd}$  = η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα των συνδετηρών.

$b_w$  = το πλάτος του κορμού της διατομής της δοκού.

$A_{sw}$  είναι η διατομή του οπλισμού διάτμησης (δηλαδή η διάμετρος των συνδετηρών).

$s$  = η απόσταση μεταξύ των ράβδων διάτμησης (για το ΟΣΚ: των συνδετηρών).

$\alpha$  = γωνία κλίσης του οπλισμού διάτμησης που είναι ίση με 90 μοίρες όταν ο οπλισμός διάτμησης συνίσταται από συνδετήρες.

**Ως τελικό εξαγώμενο των υπολογισμών το ΟΣΚ υπολογίζει τους λόγους εξάντλησης της οπλισμένης διατομής έναντι διάτμησης όπως δίνονται στις σχέσεις (5.3) και (5.6).**

**(A3)** Έλεγχος οπλισμού έναντι τεμνουσών εκτός του κρίσιμου μήκους της δοκού

Ο έλεγχος εκτελείται με τις τέμνουσες σχεδιασμού του στοιχείου σε αποστάσεις (2h) από τις παρειές στήριξης, δηλαδή σε αποστάσεις (2h) από τους εσωτερικούς/ιδεατούς κόμβους του στοιχείου 2 και 3. Οι σχέσεις που χρησιμοποιούνται είναι αυτές που χρησιμοποιούνται και για τον έλεγχο του οπλισμού εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού, δηλαδή η (5.6), η (5.7α) και η (5.7β). Τα δεδομένα με τα οποία

εφαρμόζονται αντιστοιχούν στα δεδομένα της δοκού σε αποστάσεις (2h) από τις παριές στήριξης. Όπως και στις περιπτώσεις των δύο προηγούμενων ελέγχων υπολογίζονται οι αντίστοιχοι λόγοι εξάντλησης.

**(B)** Έλεγχος για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων (G+ψ<sub>2</sub>Q±E).

Για τον έλεγχο αυτό χρησιμοποιούνται τα μεγέθη (τέμνουσες σχεδιασμού) που προκύπτουν από την ανάλυση για τις δοκούς Χ.Α.Α.Π.. Για τις δοκούς Μ.Α.Α.Π. χρησιμοποιούνται σύμφωνα με τον κανονισμό οι τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού όπως προδιαγράφει ο ΕΑΚ/2000 στο εδάφιο Β.1.2 του Παραρτήματος Β. **Το ΟΣΚ όμως εκτελεί τον συγκεκριμένο έλεγχο για τις δοκούς Μ.Α.Α.Π. τόσο με τις τέμνουσες από την ανάλυση, όσο και με τις τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού.**

**(B1)** Έλεγχος περιορισμού λοξής θλίψης σκυροδέματος κορμού

Και στην περίπτωση του ελέγχου για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων η τέμνουσα αντοχής προκύπτει από την σχέση (5.4). Ο έλεγχος γίνεται στην παρεία της στήριξης και για τις δοκούς Μ.Α.Α.Π. και για τις δοκούς Χ.Α.Α.Π. όπως ακριβώς και στην περίπτωση του βασικού συνδυασμού δράσεων.

**(B2)** Έλεγχος οπλισμού έναντι τεμνουσών εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού:

➤ **(B2.1)** Δοκοί Μ.Α.Α.Π.

Στην περίπτωση των δοκών Μ.Α.Α.Π. στην παρεία της άμεσης στήριξης και όχι σε απόσταση d από αυτήν, γιατί η περιοχή της στήριξης θεωρείται περιοχή δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης. Για τις δοκούς Μ.Α.Α.Π. ο ΕΚΟΣ/2000 συστήνει τα παρακάτω (ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφος 11.2.3.2.β):

- Για τον υπολογισμό του  $V_{cd}$ :

$$V_{cd} = 0.3 \cdot V_{Rd1} = 0.3 \cdot [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_{\lambda}) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (5.8)$$

Ο υπολογισμός των παραμέτρων που υπεισέρχονται στην παραπάνω σχέση γίνεται όπως ακριβώς και στην περίπτωση της σχέσης (5.7α). **Η μόνη διαφορά που υπάρχει, συνίσταται στον υπολογισμό της παραμέτρου  $\rho_{\lambda}$ . Πιο συγκεκριμένα, λόγω του ότι ο σεισμός είναι ανακυκλιζόμενη φόρτιση, ως εφελκύζομενος οπλισμός στις στηρίξεις μπορεί να λειτουργήσει είτε ο οπλισμός της άνω είτε της κάτω παρειάς. Επομένως για λόγους ασφαλείας, ο υπολογισμός του  $\rho_{\lambda}$  για την περίπτωση του σεισμικού συνδυασμού δράσεων γίνεται με τον ελάχιστο από τους οπλισμούς της άνω και της κάτω παρειάς. Η παραδοχή αυτή ισχύει και για τις δοκούς Χ.Α.Α.Π..**

- Για τον υπολογισμό του  $V_{wd}$  στην περίπτωση των δοκών Μ.Α.Α.Π. ο ΕΚΟΣ/2000 προτείνει μία διαδικασία η οποία στηρίζεται στον έλεγχο του λόγου ζ της μέγιστης προς την ελάχιστη τέμνουσα που καταπονεί την ελεγχόμενη διατομή της δοκού (η διαδικασία αυτή γίνεται για τις δοκούς οι οποίες είναι στοιχεία με μηδενική αξονική δύναμη, και ως εκ τούτου με τιμή ανηγμένης αξονικής δύναμης  $v_d > -0.10$  θεωρούνται με βάση την παράγραφο 11.2.3.2β του ΕΚΟΣ/2000 ως στοιχεία κυρίως καμπτόμενα).

**Η διαδικασία υπολογισμού του  $V_{wd}$  από το ΟΣΚ είναι η εξής:**

**(α) Υπολογίζονται οι μέγιστες και ελάχιστες τιμές των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού στις παριές στήριξης των δοκών με βάση τις σχέσεις του σχήματος 5.1.**

**(β) Υπολογίζονται οι λόγοι ζ στις παριές στήριξης με βάση τις παρακάτω σχέσεις:**

- Για το άκρο  $x=0$  (εσωτερικός/ίδιατός κόμβος 2 (βλ. παρ. 5.1 εγχειριδίου του ΡΑΦ)):

$$\zeta_2 = \zeta(x=0) = \frac{V_{\min}}{V_{\max}} = \frac{V_{CD,b1}^{(b)}}{V_{CD,b1}^{(a)}} \quad (5.9a)$$

- Για το άκρο  $x=L$  (εσωτερικός/ιδεατός κόμβος 3):

$$\zeta_3 = \zeta(x=L) = \frac{V_{\min}}{V_{\max}} = \frac{V_{CD,b2}^{(a)}}{V_{CD,b2}^{(b)}} \quad (5.9\beta)$$

Με βάση την τιμή του  $\zeta$  από τις σχέσεις (5.9α, β) ο όρος  $V_{wd}$  υπολογίζεται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

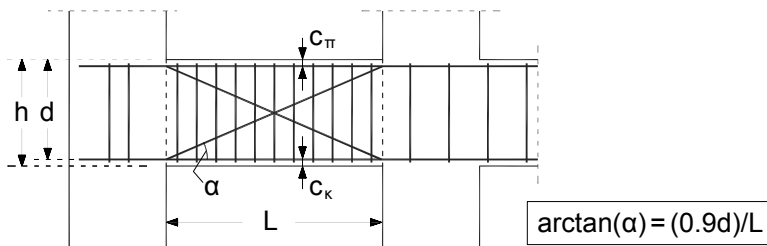
Πίνακας 5.2 Απαιτήσεις οπλισμού διάτμησης στις κρίσιμες περιοχές δοκών Μ.Α.Α.Π. με βάση το λόγο  $\zeta$

$\zeta \geq -0.50$	$V_{wd} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$	
$\zeta \leq -0.50$	$V_{Sd} \leq 4.50 \cdot (2 + \zeta) \cdot \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d = V_{Sd,a}$	$V_{wd} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$
	$V_{Sd} \geq 9.00 \cdot (2 + \zeta) \cdot \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d = V_{Sd,b}$	Θα πρέπει να τοποθετηθεί δισδιαγώνιος (χιαστί) οπλισμός για την παραλαβή όλης της τέμνουσας ικανοτικού σχεδιασμού.
	$V_{Sd,a} \leq V_{Sd} \leq V_{Sd,b}$	Θα πρέπει να τοποθετηθεί τόσο δισδιαγώνιος οπλισμός όσο και συνδετήρες, για την παραλαβή της μισής τέμνουσας έκαστος.

Όπως φαίνεται στον παραπάνω πίνακα, όταν  $\zeta < -0.5$  τότε για να καθοριστεί ο τύπος του οπλισμού που θα τοποθετηθεί, θα πρέπει να γίνει έλεγχος της τιμής της τέμνουσας σχεδιασμού  $V_{Sd}$  στην παρειά του στηρίγματος της δοκού. Η τέμνουσα αυτή είναι σύμφωνα με τα σχόλια της παραγράφου 11.2.3.2β, «η μέγιστη θετική τιμή της απολύτως μέγιστης δρώσας τέμνουσας στην υπό εξέταση διατομή». Οι δρώσες τέμνουσες ΔΕΝ είναι αυτές που προκύπτουν από τον ικανοτικό σχεδιασμό, αλλά είναι οι τέμνουσες που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων  $G + \psi_2 Q \pm E$ .

**Σημείωση:**

Επειδή σε πλαίσια του ΟΣΚ δεν πραγματοποιείται υπολογισμός απαιτούμενων οπλισμών, αλλά έλεγχος ήδη τοποθετούμενων, το ίδιο συμβαίνει και στην περίπτωση του δισδιαγώνιου οπλισμού ο οποίος μπορεί να προκύψει με βάση τις προϋποθέσεις του πίνακα 5.2. Για τον λόγο αυτό, ο χρήστης καλείται να εισάγει σε κάθε ακραία διατομή δοκού που οπλίζει, και δισδιαγώνιο οπλισμό για την περίπτωση που αυτός χρειαστεί. Έτσι δηλώνεται ο αριθμός ράβδων και η διάμετρο τους (π.χ. 4Φ16 ανά διεύθυνση). Το ΟΣΚ υπολογίζει αυτόματα τη γωνία  $\alpha$  των χιαστί ράβδων όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα, και εν συνεχεία την τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει ο τοποθετούμενος δισδιαγώνιος οπλισμός από την σχέση (5.10).



$$V_{wd}^{diag} = (2 \cdot A_{sw}^{diag} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha) / 10 \quad (5.10)$$

**Σχήμα 5.3** Υπολογισμός της τέμνουσας που παραλαμβάνουν οι δισδιαγώνιοι οπλισμοί

Στη σχέση (5.10):

- $A_{sw}$  είναι η επιφάνεια των λοξών ράβδων της μίας διεύθυνσης ( $cm^2$ )
- $f_{yd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα των διαγωνίων ράβδων (MPa)

Οι τελικοί εξαγόμενοι από το ΟΣΚ λόγοι εξάντλησης στην περίπτωση του ελέγχου του οπλισμού διάτμησης δοκών Μ.Α.Α.Π. εντός του κρίσιμου μήκους τους είναι δύο τύπων:

(α) Ο λόγος εξάντλησης της συνολικής τέμνουσας  $V_{Rd3}$  (σχέση 5.6) που παραλαμβάνει το σκυρόδεμα και ο οπλισμός διάτμησης, είτε αυτός αποτελείται αποκλειστικά από συνδετήρες, είτε αποκλειστικά από δισδιαγώνιο οπλισμό, είτε από συνδυασμό τους.

(β) Οι λόγοι εξάντλησης των οπλισμών διάτμησης, ως λόγοι των τοποθετούμενων οπλισμών διάτμησης (είτε αυτοί είναι συνδετήρες, είτε δισδιαγώνιοι ράβδοι) ως προς τους υπολογιστικά απαιτούμενους.

Τα παραπάνω παρουσιάζονται εποπτικά στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 5.3 Εξαγόμενοι λόγοι εξάντλησης του ελέγχου διάτμησης δοκών Μ.Α.Α.Π. στο κρίσιμο μήκος τους

		$V_{wd}$	CR	
$\zeta \geq -0.50$		$V_{wd} = V_{wd}^{συνδ.} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{yd}$	$CR_{tot} = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd3} (= V_{cd} + V_{wd})}$	$CR_{συνδ.} = \frac{V_{Sd} - V_{cd}}{V_{wd}^{συνδ.}}$
		$V_{Sd} \leq V_{Sd,a}$		$V_{wd} = V_{wd}^{συνδ.}$
$\zeta \leq -0.50$		$V_{Sd} \geq V_{Sd,b}$	$V_{wd} = V_{wd}^{diag} = 0.2 \cdot A_{sw}^{diag} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$	$CR_{diag} = \frac{V_{Sd} - V_{cd}}{2 \cdot V_{wd}^{diag}}$
		$V_{Sd,a} \leq V_{Sd} \leq V_{Sd,b}$	$V_{wd} = V_{wd}^{συνδ.} + V_{wd}^{diag}$	$CR_{συνδ.} = \frac{V_{Sd} - V_{cd}}{2 \cdot V_{wd}^{συνδ.}}$

➤ **(B2.2) Δοκοί Χ.Α.Α.Π.**

Στην περίπτωση των δοκών Χ.Α.Α.Π. ο έλεγχος γίνεται σε απόσταση  $d$  από την παρειά όπως και στην περίπτωση του ελέγχου για τον βασικό συνδυασμό δράσεων. Και γενικότερα ο έλεγχος σε διάτμηση των δοκών Χ.Α.Α.Π. για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων δεν διαφέρει καθόλου από τον αντίστοιχο έλεγχο για τον βασικό συνδυασμό (στατικών) δράσεων. Επομένως ισχύουν όλα όσα καταγράφονται στην σχετική παράγραφο.

**(B3) Έλεγχος οπλισμού έναντι τεμνουσών εκτός του κρίσιμου μήκους της δοκού**

Ο συγκεκριμένος έλεγχος γίνεται όπως ακριβώς και στην περίπτωση του βασικού συνδυασμού δράσεων τόσο για τις δοκούς Μ.Α.Α.Π. όσο και για τις δοκούς Χ.Α.Α.Π. Επομένως ισχύουν τα όσα καταγράφονται στην σχετική παράγραφο.

**Όλα όσα έχουν καταγραφεί στην παράγραφο 5.3.2. για τον έλεγχο των δοκών – ως στοιχείων υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη – σε διάτμηση μπορούν να συνοψιστούν στον πίνακα που ακολουθεί:**

Πίνακας 5.4 Σύνοψη ελέγχων σε διάτμηση δοκών υπό προέχουσα μονοαξονική κάμψη

				ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ		ΒΑΣΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ
				Μ.Α.Α.Π.	Χ.Α.Α.Π.	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΘΛΙΨΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	Θέση Ελέγχου	x=0, x=L				
	Υπολογισμός αντοχής $V_{Rd2}$	$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$		$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$		
	Δράση	$V_{CD}$ (Σχ. 5.1) και $V(G+\psi_2 Q \pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(G+\psi_2 Q \pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(1.35G+1.50Q)$		
ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	Κρίσιμα μήκη	Θέση Ελέγχου	x=0, x=L	x=d, x=L-d	x=d, x=L-d	
		Υπολογισμός αντοχής $V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$	$V_{cd}$	$V_{cd} = 0.3 \cdot V_{Rd1}$	$V_{cd} = V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_\lambda) \cdot b_w \cdot d$	
			$V_{wd}$	Πίνακας 5.3	$V_{wd} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$	
	Δράση	$V_{CD}$ (Σχ. 5.1) και $V(G+\psi_2 Q \pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(G+\psi_2 Q \pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(1.35G+1.50Q)$		
	Μή κρίσιμα μήκη	Θέση Ελέγχου	x=2h, x=L-2h			
		Υπολογισμός αντοχής $V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$	$V_{cd}$	$V_{cd} = V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_\lambda) \cdot b_w \cdot d$		
			$V_{wd}$	$V_{wd} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$		
Δράση	$V_{CD}$ (Σχ. 5.1) και $V(G+\psi_2 Q \pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(G+\psi_2 Q \pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(1.35G+1.50Q)$			

### 5.3.3 Έλεγχος σε στρέψη (ΕΚΟΣ/2000, Κεφ. 12)

Εκτελείται γενικά μόνον σε περίπτωση άμεσης στρέψης (ΕΚΟΣ/2000, &12.1). Τέτοια περίπτωση υφίσταται μόνον όταν η αστοχία από στρέψη είναι κρίσιμη για την απώλεια ισορροπίας (στρέψη ισορροπίας). Παραδείγματα άμεσης στρέψης αποτελούν οι δοκοί οι οποίες φέρουν πλάκες-προβόλους από την μία πλευρά και δεν φέρουν πλάκα από την άλλη, καθώς επίσης και οι πεδילוδοκοί με ασύμμετρη/έκκεντρη διατομή. **Το ΟΣΚ εκτελεί το έλεγχο σε στρέψη για όλες τις δοκούς, όμως εκτυπώνει τα αποτελέσματα μόνον σε περίπτωση κατά την οποία η τιμή της στρεπτικής ροπής-δράσης υπερβαίνει το 10% της  $T_{Rd1}$  (Σχ. (5.12α)). Ο έλεγχος εκτελείται και για τον βασικό συνδυασμό δράσεων, αλλά και για τον συνδυασμό δράσεων με σεισμό (βλ. παράγρ. 4.2).**

#### Διαδικασία ελέγχου

Σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ/2000 ο έλεγχος έναντι στρέψης συνίσταται από τους παρακάτω ελέγχους:

(α) Έλεγχος για την λοξή θλίψη του σκυροδέματος. Εκτελείται στην παρειά στήριξης του στοιχείου:

$$\left(T_{sd}/T_{Rd1}\right)^2 + \left(V_{sd}/V_{Rd2}\right)^2 \leq 1 \quad (5.11)$$

Στην παραπάνω σχέση:

$$T_{Rd1} = 2 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot t \cdot [A_k / (\cot\theta + \tan\theta)] \quad (\text{Σχέση 12.4 του ΕΚΟΣ}) \quad (5.12\alpha)$$

$$V_{Rd2} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (0.9 \cdot d)}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad (\text{Σχέση 11.7 του ΕΚΟΣ}) \quad (5.12\beta)$$

$T_{sd}$  είναι η στρεπτική ροπή σχεδιασμού στη διατομή ελέγχου (kNm)

$V_{sd}$  είναι η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού στη διατομή ελέγχου (kNm)

$t = \max\{A/u, 2c\}$  το ισοδύναμο πάχος τοιχωμάτων της ισοδύναμης κοίλης λεπτότοιχης διατομής.

$u$  = η περίμετρος της διατομής (m) → **Για διατομές T και L όπως οι διατομές των πεδילוδοκών και των πλακοδοκών λαμβάνεται ίση με την περίμετρο του κορμού. Δηλαδή για διατομή b/h, ισχύει  $u=2 \cdot (h+b)$ .**

$A$  = η ολική επιφάνεια που περικλείεται από την εξωτερική περίμετρο ( $m^2$ ) → **Για διατομές T και L όπως οι διατομές των πεδילוδοκών και των πλακοδοκών λαμβάνεται ίση με το εμβαδόν του κορμού. Δηλαδή για διατομή b/h, ισχύει  $A=h \cdot b$ .**

$c$  = η επικάλυψη των διαμήκων ράβδων (m) → **Το ΟΣΚ εντοπίζει την ελάχιστη από τις τιμές των επικαλύψεων στις τέσσερις παρειές της διατομής και την προσαυξάνει κατά την τιμή της διαμέτρου των περιμετρικών συνδετήρων. Δηλ.  $c = \min\{c_{AN\Omega}, c_{KAT\Omega}, c_{\Delta E\Xi\Lambda}, c_{\Gamma\Lambda\Upsilon\Upsilon}\} + \Phi_{\Sigma\Upsilon\Lambda\Delta}$ .**

$v = 0.70 \cdot [0.70 - (f_{ck}/200)] \geq 0.35$  ( $f_{ck}$  σε MPa). Όταν οι συνδετήρες βρίσκονται στην εξωτερική περίμετρο της ισοδύναμης διατομής → **Το ΟΣΚ χρησιμοποιεί την σχέση αυτή.**

$v = 0.70 - f_{ck}/200 \geq 0.5$  ( $f_{ck}$  σε MPa). Όταν οι συνδετήρες βρίσκονται και στις δύο παρειές του κάθε τοιχώματος της ισοδύναμης διατομής.

$A_k$  = η επιφάνεια που περικλείεται από την πολυγωνική γραμμή που διέρχεται από το μέσον των τοιχωμάτων της ισοδύναμης λεπτότοιχης διατομής ( $m^2$ ) → **Το ΟΣΚ για τις διατομές T και L όπως οι διατομές των πεδילוδοκών και των πλακοδοκών κάνει εφαρμογή της σχέσης:  $A_k = (h-t) \cdot (b-t)$ , (βλ. [9], σελ. 114), όπου  $h$  το ύψος της διατομής και  $b$  το πλάτος της.**

$\theta$  = η γωνία των λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος με τον διαμήκη άξονα του στοιχείου, η οποία εκλέγεται έτσι ώστε  $0.40 \leq \cot\theta \leq 2.50$ . **Το ΟΣΚ κάνει την παραδοχή ότι  $\theta=45^\circ \rightarrow \cot\theta=1$ .**

$b_w$  = το πλάτος της διατομής (m).

Με βάση τον έλεγχο αυτό ΕΛΕΓΧΕΤΑΙ Η ΕΠΑΡΚΕΙΑ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ. Επομένως το ΟΣΚ εκτελεί τον συγκεκριμένο έλεγχο με τα μεγέθη σχεδιασμού στους εσωτερικούς/ίδεατούς κόμβους 2, 3 του πεπερασμένου στοιχείου του ΡΑΦ.

(β) Έλεγχος συνδετήρων που παραλαμβάνουν την στρέψη: Εκτελείται στην παρειά της στήριξης του στοιχείου:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd2} \quad (5.13)$$

Όπου:

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot \left( f_{ywd} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot \cot\theta \quad (5.14)$$

$A_{sw}$  είναι το εμβαδόν διατομής των ράβδων που χρησιμοποιούνται ως συνδετήρες στρέψεως (εμβαδόν του ενός σκέλους), (m).

$s$  είναι η απόσταση των συνδετήρων (m).

Όσον αφορά στον λόγο ( $A_{sw}/s$ ) της σχέσης (5.14), το ΟΣΚ τον υπολογίζει λαμβάνοντας υπόψη το ότι οι συνολικά τοποθετούμενοι συνδετήρες θα πρέπει να καλύπτουν ταυτόχρονα και τις απαιτήσεις σε διάτμηση και τις απαιτήσεις σε στρέψη. Αυτή η απαίτηση προκύπτει από την παράγραφο 12.2.3.2 του ΕΚΟΣ/2000 σύμφωνα με την οποία οι υπολογισμοί των συνδετήρων μπορούν να γίνουν με την ίδια γωνία  $\theta$  ξεχωριστά για στρέψη και για τέμνουσα και οι αντίστοιχες διατομές συνδετήρων προστίθενται. Αυτό στα πλαίσια την φιλοσοφίας του ΟΣΚ, σύμφωνα με την οποία δεν γίνεται διαστασιολόγηση αλλά έλεγχος επάρκειας του τοποθετούμενου οπλισμού, σημαίνει ότι η επαλληλία των λόγων εξάντλησης των συνδετήρων για τις απαιτήσεις σε στρέψη και σε διάτμηση θα πρέπει να οδηγεί σε τελικό συνολικό λόγο εξάντλησης των συνδετήρων μικρότερο της μονάδας. Έτσι ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής  $T_{Rd2}$  της σχέσης (5.14) από το ΟΣΚ γίνεται χρησιμοποιώντας λόγο ( $A_{sw}/s$ ) ο οποίος δεν προκύπτει από τον συνολικά τοποθετούμενο οπλισμό διάτμησης, αλλά υπολογίζεται ως ακολούθως:

Ξεκινώντας από τον έλεγχο σε διάτμηση, υπολογίζεται από τη σχέση (5.7β) η τέμνουσα  $V_{wd}$  που μπορούν να παραλάβουν οι συνδετήρες που έχουν τοποθετηθεί. Επίσης υπολογίζεται και η τέμνουσα αντοχής  $V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$  από τις σχέσεις (5.7α) και (5.7β). Έτσι είναι δυνατός ο υπολογισμός του «ποσοστού» των τοποθετούμενων συνδετήρων το οποίο καλύπτει την απαίτηση της διατομής σε τέμνουσα. Μπορεί να αποδειχθεί ότι το «ποσοστό» των συνδετήρων, εκφρασμένο ως λόγος ( $A_{sw}/s$ ), που μένει διαθέσιμο για την κάλυψη της απαίτησης στην στρέψη προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\sigma\tau\pi} = \left( 1 - \frac{V_{sd}}{V_{Rd3}} \right) \cdot \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\Sigma\upsilon\nu} \cdot \left( \frac{V_{Rd3}}{V_{wd}} \right) \quad (5.15)$$

(γ) Έλεγχος διαμήκους οπλισμού έναντι στρέψης: Και έλεγχος αυτός γίνεται στην παρειά της στήριξης του στοιχείου:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd3} \quad (5.16)$$

Όπου:

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot \left( f_{yLd} \cdot \frac{A_{sL}}{u} \right) \cdot \tan\theta \quad (5.17)$$

$A_{sL}$  είναι το άθροισμα των διατομών των διαμήκων ράβδων για την ανάληψη της στρέψης.

$\theta$  είναι η γωνία που ελήφθει για τον υπολογισμό της επάρκειας των συνδετήρων → **Για το ΟΣΚ η γωνία αυτή είναι ίση με 45°.**

**Ως τελικό εξαγώμενο των υπολογισμών και των ελέγχων σε στρέψη, το ΟΣΚ εξάγει τους λόγους εξάντλησης της διατομής σκυροδέματος, των εγκάρσιων και των διαμήκων οπλισμών στρέψης.**

### 5.3.4 Πρόσθετοι έλεγχοι πεδιλοδοκών

Πέραν των ελέγχων που παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες παραγράφους (5.3.1., 5.3.2. και 5.3.3.) οι πεδιλοδοκοί απαιτούν δύο επιπλέον (βλ. Πίνακα 5.1). Πρόκειται για:

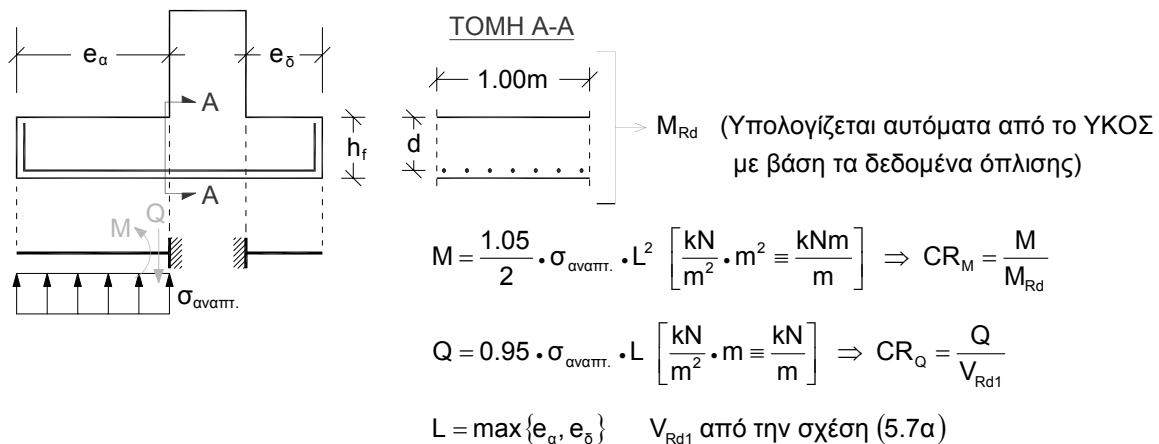
(α) Ελέγχους για τη λειτουργία της πεδιλοδοκού ως πεδίου κατά την εγκάρσια ως προς τον διαμήκη άξονα της διεύθυνση (έλεγχος πτερυγίων της πεδιλοδοκού σε κάμψη και διάτμηση).

(β) Έλεγχο των αναπτυσσόμενων τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους-πεδιλοδοκού.

#### 5.3.4.1 Έλεγχος πεδιλοδοκού για λειτουργία στην εγκάρσια διεύθυνση

Οι έλεγχοι των πεδιλοδοκών για λειτουργία στην εγκάρσια διεύθυνση αφορούν τον έλεγχο αντοχής των πτερυγίων τους έναντι της καμπτικής και διατμητικής έντασης που αναπτύσσεται σε αυτά λόγω των τάσεων του εδάφους. Ο υπολογισμός των τάσεων αυτών τόσο για τον βασικό συνδυασμό δράσεων, όσο και για τον σεισμικό<sup>1</sup>, γίνεται σύμφωνα με τη διαδικασία που περιγράφεται στην παράγραφο 8.6.3. του εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ (Σχ. 8.32). Οι έλεγχοι αντοχής της πεδιλοδοκού στην εγκάρσια διεύθυνση εκτελούνται στην τομή Α-Α του πτερυγίου όπως σημειώνεται στο παρακάτω σχήμα, και με βάση τις λεπτομέρειες που δίνονται στο παρακάτω σχήμα.

<sup>1</sup> Θα πρέπει να διευκρινιστεί ότι με βάση τον ΕΑΚ/2000 (Παρ. 5.2.2) σε κτίρια Μ.Α.Α.Π. θα πρέπει τα στοιχεία θεμελίωσης να ελέγχονται για τον συνδυασμό  $G+\psi_2 Q \pm \alpha_{CD} E$  (όπου  $\alpha_{CD}$  είναι ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης που υπολογίζεται σύμφωνα με την συγκεκριμένη παράγραφο). Στην περίπτωση των πεδιλοδοκών υπάρχει η εξής ιδιομορφία: Οι πεδιλοδοκοί είναι γενικά στοιχεία Χ.Α.Α.Π. κατά τη λειτουργία τους στην διαμήκη διεύθυνση ως δοκοί (Πίνακας 4.5). Όμως στην εγκάρσια διεύθυνση λειτουργούν ως στοιχεία θεμελίωσης και γι' αυτό στον υπολογισμό των τάσεων από τις οποίες προκύπτουν τα σχετικά μεγέθη σχεδιασμού, λαμβάνεται σύμφωνα με το εδάφιο 5.2.2[4] του ΕΑΚ/2000  $\alpha_{CD}=1.35$  όταν ανήκουν σε κτίρια Μ.Α.Α.Π.. Διαφορετικά λαμβάνεται  $\alpha_{CD}=1.00$ .



**Σχήμα 5.4** Διαδικασία ελέγχων πεδילוδοκού για λειτουργία στην εγκάρσια διεύθυνση από το ΟΣΚ

Οι συντελεστές με τους οποίους πολλαπλασιάζονται η ροπή και η τέμνουσα στο σχήμα 5.4, εισάγονται για να εναρμονίσουν τις τιμές αυτές που προκύπτουν από τη θεώρηση της ομοιόμορφης κατανομής των τάσεων του εδάφους, με τις τιμές που θα προέκυπταν από τη θεώρηση γραμμικής κατανομής (βλ. [8]). Σημειώνεται τέλος ότι οι έλεγχοι γίνονται στην διατομή όπου το ΡΑΦ εντοπίζει την μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση εντός του μήκους της κάθε πεδילוδοκού.

#### 5.3.4.2 Έλεγχος τάσεων στη διεπιφάνεια εδάφους-πεδילוδοκού

Πρόκειται για έλεγχο μη υπέρβασης της επιτρεπόμενης τάσης του εδάφους ( $\sigma_{\text{ανασπ.}} < \sigma_{\text{επιτρ.}}$ ) αφενός για τον βραχυχρόνιο συνδυασμό δράσεων έναντι οριακής κατάστασης λειτουργικότητας G+Q (βλ. Παράγρ. 4.2), και αφετέρου για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων<sup>1</sup>. Όπως στην περίπτωση των ελέγχων που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο έτσι και στην περίπτωση του ελέγχου των τάσεων ο έλεγχος γίνεται για κάθε πεδילוδοκό στην διατομή όπου εντοπίζεται η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση. Για τις τιμές των επιτρεπόμενων τάσεων εδάφους ( $\sigma_{\text{επιτρ.}}$ ) για το μη σεισμικό και το σεισμικό συνδυασμό δράσεων, το ΡΑΦ δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να εισάγει τις τιμές που έχει αυτός στη διάθεση του.

## 5.4 Στοιχεία υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη: Υποστυλώματα / Τοιχώματα

### 5.4.1 Γενικά

Τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα αποτελούν ξεχωριστές κατηγορίες στοιχείων του ΟΣΚ. Αν και οι απαιτούμενοι έλεγχοι για τις κατηγορίες αυτές, όπως θα παρουσιαστεί παρακάτω, δεν είναι απόλυτα ίδιοι ωστόσο κατατάσσονται στην γενική κατηγορία των στοιχείων που υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη. Για τον λόγο αυτό οι συγκεκριμένοι έλεγχοι των στοιχείων αυτών είναι συνδεδεμένοι με την έννοια των πιθανών ακραίων και πιθανών ταυτόχρονων μεγεθών έντασης. Αυτό συμβαίνει γιατί οι έλεγχοι σε κάμψη των στοιχείων αυτών γίνονται με τρία μεγέθη έντασης. Όπως τονίστηκε στο εγχειρίδιο του ΡΑΦ (Παράγραφος 9.2.3. – Σχήμα 9.8, Παράγραφος 9.3.3. – Σχήμα 9.18) είτε η ανάλυση γίνει με την ΔΦΜ, είτε με την ΑΦΜ, υπολογίζονται οι τριάδες μεγεθών έντασης με την ακριβή διαδικασία του ΕΚΟΣ/2000 και όχι με τη διαδικασία των ποσοστιαίων συνδυασμών. Στην παράγραφο 4.3.1.1. (Πίνακες 4.1 και 4.2) δίνονται τα μεγέθη έντασης που προκύπτουν από την συγκεκριμένη διαδικασία. Τα

μεγέθη αυτά μαζί με την τριάδα των μεγεθών του βασικού συνδυασμού δράσεων αποτελούν τις τριάδες μεγεθών σχεδιασμού διατομών Ο/Σ υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη.

Μία ακόμα διαφορά μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων είναι και η διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού. Οι δοκοί ελέγχονται ικανοτικά μόνον σε διάτμηση, δηλ. για την αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας (Α.Ψ.Μ.Α., Πίνακας 4.5). Αντίθετα τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα δεν ελέγχονται μόνον έναντι ψαθυρών μορφών αστοχίας λόγω τέμνουσας, αλλά ελέγχονται επίσης ικανοτικά και σε κάμψη. Ειδικά τα υποστυλώματα, ελέγχονται καμπτικά με στόχο την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου (Α.Σ.Μ.Ο., Πίνακας 4.5), ενώ τα τοιχώματα ελέγχονται σε κάμψη με ροπές ικανοτικού σχεδιασμού και με στόχο των περιορισμό της θέσης σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης μόνον στη βάση τους και όχι σε κάποιο άλλο σημείο καθ' ύψος (ΕΑΚ/2000, Παράρτημα Β - Σ.Β.1.4[1](i)). Επιπρόσθετα, για λόγους επαρκούς πλαστιμότητας σε κτίρια Μ.Α.Α.Π. εκτελούνται έλεγχοι επάρκειας της διατομής σκυροδέματος των υποστυλωμάτων (ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφος 18.4.2). Αντίστοιχος έλεγχος δεν απαιτείται για τις δοκούς, ενώ για τα τοιχώματα ο σχετικός έλεγχος περιορίζεται στο έλεγχο υπέρβασης του ελάχιστου μήκους των ακραίων ενισχυμένων ζωνών (ΕΚΟΣ/2000, Σχ. 18.21).

Όσον αφορά στον έλεγχο σε διάτμηση, είναι σε γενικές γραμμές ίδιος με τον έλεγχο των δοκών ειδικά στην περίπτωση των τοιχωμάτων τα οποία είναι στοιχεία που σε κάποιες περιπτώσεις λειτουργούν και ως στοιχεία κυρίως καμπτόμενα. Επιπλέον ο έλεγχος σε διάτμηση των τοιχωμάτων εκτελείται από το ΟΣΚ μόνον για τις τέμνουσες οι οποίες έχουν διεύθυνση παράλληλη με την κύρια (ισχυρή) διεύθυνση τους. Δηλαδή ο έλεγχος γίνεται σε μία διεύθυνση όπως και στις δοκούς. Αντίθετα ο έλεγχος σε διάτμηση των υποστυλωμάτων γίνεται σε δύο διευθύνσεις και είναι διαφορετικός από την περίπτωση των δοκών, αφού τα υποστυλώματα είναι στοιχεία υπό κάμψη με θλιπτική δύναμη (ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφος 11.2.3.2β). Επίσης θα πρέπει να σημειωθεί ότι διαφορετική είναι και η διαδικασία υπολογισμού των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού τόσο μεταξύ των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων, όσο και μεταξύ των στοιχείων αυτών και των δοκών.

Ένα ακόμα σημαντικό σημείο διαφοροποίησης των ελέγχων μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων είναι η αναγκαιότητα να ελεγχθεί ο βαθμός περίσφιγξης των τελευταίων στις θέσεις που αναμένεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων δηλαδή στις κρίσιμες περιοχές τους (βλ. ΕΑΚ/2000, Παράγραφος 4.1.4 και ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφοι 18.4.4.2 και 18.5.3β). Ο έλεγχος περίσφιγξης των υποστυλωμάτων αφορά στο σύνολο της διατομής τους, ενώ ο αντίστοιχος έλεγχος των δοκών αφορά τις ακραίες τους περιοχές.

Τέλος το ενδεχομένως υψηλό θλιπτικό φορτίο των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων, επιβάλλει και ελέγχους έναντι λυγισμού (φαινόμενα β' τάξης) οι οποίοι όμως περιορίζονται στην περίπτωση του βασικού συνδυασμού δράσεων (δηλ. του μη σεισμικού συνδυασμού δράσεων).

### 5.4.2 Έλεγχοι των υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα με βάση τις διατάξεις των ΕΚΟΣ/2000 και ΕΑΚ/2000 θα πρέπει να ελέγχονται τόσο για τον συνδυασμό βασικών δράσεων όσο και για τον συνδυασμό τυχηματικών δράσεων με σεισμό (βλ. Παράγραφο 4.2.) με τους ελέγχους που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 5.5 Έλεγχοι υποστυλωμάτων

	ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	
		ΜΕ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	ΧΩΡΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ
ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	✓	✓	✓
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	✓	✓	✓
ΕΠΑΡΚΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	✗	✓	✗
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ (φαινόμενα β' τάξης)	✓	✗	✗
ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΝΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	✗	✓	✗
ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗΣ	✗	✓	✗

Όπως παρατηρούμε από τον παραπάνω πίνακα, οι απαιτήσεις των κανονισμών δημιουργούν την ανάγκη για τον σχηματισμό τριών ομάδων ελέγχων οι οποίες αφορούν τον βασικό συνδυασμό δράσεων, τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων Μ.Α.Α.Π., και τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων Χ.Α.Α.Π.. Το ΟΣΚ ακολουθεί την συγκεκριμένη ομαδοποίηση των ελέγχων.

#### 5.4.2.1 Έλεγχος σε κάμψη (ΕΚΟΣ/2000, Κεφ. 10)

Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων σε κάμψη εκτελείται από το ΟΣΚ σε δύο σημεία του ευκάμπτου τμήματος τους: στην κεφαλή και στον πόδα. Ο έλεγχος σε κάμψη των υποστυλωμάτων εκτελείται με διερεύνηση της θέσης των διανυσμάτων έντασης (δράσεις) σε σχέση με το κέλυφος του χώρου ανοχής [13], της οπλισμένης διατομής τους (βλ. Παράρτημα Α).

Τα μεγέθη που χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους (μεγέθη σχεδιασμού) υπολογίζονται από διαδικασίες οι οποίες εξαρτώνται από τον ελεγχόμενο συνδυασμό δράσεων αλλά και από το αν απαιτείται ή όχι ικανοτικός σχεδιασμός και πιο συγκεκριμένα αν απαιτείται έλεγχος αποφυγής σχηματισμού μηχανισμού ορόφου (Α.Σ.Μ.Ο.). Πιο συγκεκριμένα:

##### (α) Βασικός συνδυασμός δράσεων $1.35G+1.50Q$

Στα πλαίσια του βασικού συνδυασμού δράσεων, ο έλεγχος σε κάμψη των υποστυλωμάτων εκτελείται με τις τριάδες μεγεθών διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη ( $N$ ,  $M_2$ ,  $M_3$ ) όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση του κτιρίου.

##### (β) Σεισμικός συνδυασμός δράσεων $G+\psi_2Q\pm E$

Στα πλαίσια του σεισμικού συνδυασμού δράσεων ο έλεγχος σε κάμψη, τόσο για την περίπτωση στοιχείων Χ.Α.Α.Π. όσο και στην περίπτωση στοιχείων Μ.Α.Α.Π. εκτελείται με τα μεγέθη σχεδιασμού που παρουσιάστηκαν αναλυτικά στην παράγραφο 4.3.1.1. και πιο συγκεκριμένα στους πίνακες 4.1 και 4.2.

(γ) Σεισμικός συνδυασμός δράσεων με έλεγχο Α.Σ.Μ.Ο.

Ο έλεγχος αυτός απαιτείται μόνον στην περίπτωση κτιρίων Μ.Α.Α.Π., και όταν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις του σχήματος 4.2. Υπολογίζονται οι τριάδες των μεγεθών ικανοτικού σχεδιασμού εφαρμόζοντας πλήρως τις διατάξεις της παραγράφου 4.1.4.1 του ΕΑΚ/2000. Οι τριάδες αυτές σχηματίζονται με βάση τις τριάδες των Πινάκων 4.1 και 4.2, αντικαθιστώντας εναλλάξ τις τιμές των ροπών  $M_2$  και  $M_3$  που προέρχονται από τον συνδυασμό  $G+\psi_2Q\pm E$  με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού που υπολογίζονται από τις σχέσεις (4.5) και (4.6) του ΕΑΚ/2000. Η διαδικασία σχηματισμού των τριάδων ελέγχου σε κάμψη στα πλαίσια του ελέγχου Α.Σ.Μ.Ο. από το ΟΣΚ, θα δοθεί αναλυτικά στην επόμενη παράγραφο.

Με υπολογισμένα τα μεγέθη σχεδιασμού, η διαδικασία ελέγχου αντοχής των διατομών των υποστυλωμάτων σε κάμψη είναι ακριβώς η ίδια με αυτή των δοκών, όπως περιγράφηκε στην παράγραφο 5.3.1, και στηρίζεται στον υπολογισμό του χώρου αντοχής οπλισμένων διατομών ο οποίος υπολογίζεται αυτόματα από το ΡΑΦ. Έτσι τα εξαγόμενα του ελέγχου από το ΟΣΚ είναι οι σχετικοί λόγοι εξάντλησης της οπλισμένης διατομής (σχέση (5.1)). Φυσικά ο έλεγχος μπορεί να γίνει με όσες διατάξεις όπλισης της διατομής έχουν οριστεί πριν την επίλυση του κτιρίου, χωρίς να χρειαστεί επανεπίλυση.

**Υπολογισμός ροπών κάμψης ικανοτικού σχεδιασμού από το ΟΣΚ**

Για τον υπολογισμό αυτό ο προτείνεται από τον ΕΑΚ/2000, στην παράγραφο 4.1.4.1, μία διαδικασία από την οποία υπολογίζονται οι ροπές ικανοτικού σχεδιασμού με τις οποίες γίνεται ο έλεγχος των υποστυλωμάτων σε κάμψη αντί να γίνει με τις ροπές οι οποίες προκύπτουν από την ανάλυση. Η διαδικασία αυτή στηρίζεται στις παρακάτω σχέσεις:

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} \cdot M_{Ec} \quad [\text{Σχέση (4.5), ΕΑΚ/2000}] \quad (5.18\alpha)$$

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \left[ \frac{\sum M_{Rd}}{\sum M_{Eb}} \right] \quad [\text{Σχέση (4.6), ΕΑΚ/2000}] \quad (5.18\beta)$$

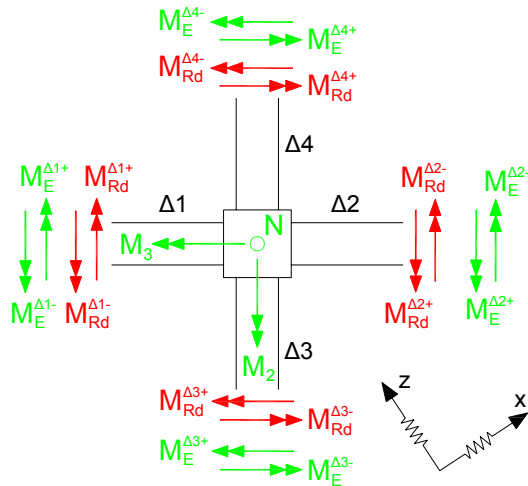
Όπου:

$\sum M_{Rd}$  είναι το άθροισμα των τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου στον οποίο συντρέχει το υπό έλεγχο υποστύλωμα με τη φορά που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή  $M_{Ec}$ .

$\sum M_{Eb}$  είναι το άθροισμα των ροπών κάμψης των ίδιων δοκών όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή  $M_{Ec}$ .

$\gamma_{Rd} = 1.40$  είναι ο συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της.

Ο συντελεστής  $\alpha_{CD}$  της σχέσης (5.18β) ονομάζεται *συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης*. Τα μεγέθη δε τα οποία συμμετέχουν στον υπολογισμό του, παρουσιάζονται εποπτικά με βάση το παρακάτω σχήμα:



- Οι ροπές των δοκών  $M_{Eb}$  λόγω σεισμού εισέρχονται στον υπολογισμό του  $\alpha_{CD}$  με τις πιθανές ακραίες τιμές τους (είτε αυτές προέρχονται από ανάλυση με ΔΦΜ είτε προέρχονται από ανάλυση με ΑΦΜ) για τις οποίες ισχύει:

$$|M_E^+| = |M_E^-|$$

- Οι ροπές αντοχής των δοκών  $M_{Rd}$  υπολογίζονται για δύο φορές της ροπής/δράσης από το ΟΣΚ. Δηλαδή υπολογίζεται η ροπή αντοχής λόγω κάμψης που εφελκεί την άνω ίνα της δοκού ( $M_{RT}$ ), και η αντίστοιχη ροπή αντοχής λόγω κάμψης που εφελκεί την κάτω ίνα της δοκού ( $M_{RB}$ ).

**Σχήμα 5.5** Επεξήγηση των μεγεθών έντασης και αντοχής δοκών για τον υπολογισμό του συντελεστή  $\alpha_{CD}$

Σύμφωνα με το εδάφιο 4.1.4.1[4] του ΕΑΚ/2000 υπολογίζονται γενικά δύο τιμές για τον συντελεστή  $\alpha_{CD}$  που αντιστοιχούν στις αντοχές των δοκών όπως αυτές ενεργοποιούνται από τις δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης.

Επιπλέον, όταν ένα υποστυλωμα ανήκει σε πλαίσια σε δύο διευθύνσεις της διατομής του, τότε σύμφωνα με το εδάφιο 4.1.4.1[6] του ΕΑΚ/2000 θα πρέπει να υπολογιστούν εναλλάξ για τις δύο αυτές διευθύνσεις τα μεγέθη ροπών ικανοτικού σχεδιασμού. Δηλαδή θα πρέπει να υπολογιστούν συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης σε δύο διευθύνσεις.

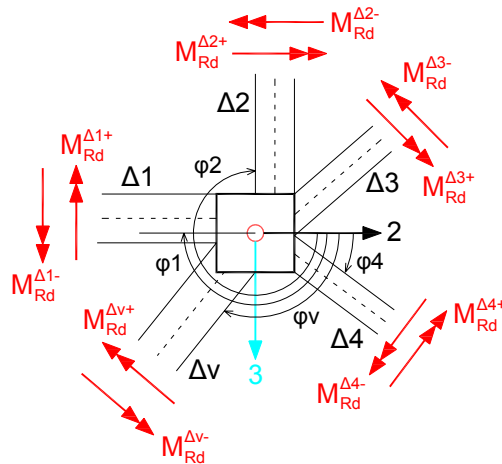
Από τις δύο αυτές παρατηρήσεις του κανονισμού, προκύπτει το συμπέρασμα ότι σε κάθε κόμβο στον οποίο συντρέχει ένα υποστυλωμα και δοκοί από δύο ή περισσότερα πλαίσια, θα πρέπει να υπολογίζονται γενικά τέσσερις τιμές του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης, και κατ' επέκταση τέσσερις τιμές για τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού.

Για την εκπλήρωση των δύο αυτών βασικών παρατηρήσεων, το ΟΣΚ κάνει μία σειρά παραδοχών με τις οποίες αφενώς επιτυγχάνεται η κωδικοποίηση των απαιτούμενων υπολογισμών στην γενική τους μορφή, και αφετέρου εκπληρώνεται η φιλοσοφία του κανονισμού. Θα πρέπει αρχικά να τονιστεί ότι το βασικό πρόβλημα υλοποίησης των απαιτήσεων του ΕΑΚ/2000 έγκειται στο γεγονός ότι στην γενική περίπτωση στα άκρα ενός υποστυλώματος μπορεί να συντρέχουν πλαίσια οι διευθύνσεις των οποίων δεν συμπίπτουν με τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων του υποστυλώματος. Δεδομένου όμως τα μεγέθη ροπών σχεδιασμού σε κάμψη των υποστυλωμάτων αναφέρονται στους τοπικούς άξονες τους, ανακύπτει το θέμα προσαρμογής στους άξονες αυτούς των ροπών ικανοτικού σχεδιασμού οι οποίες αναφέρονται στις διευθύνσεις των δοκών των πλαισίων. Έτσι ακολουθείται το εξής σκεπτικό:

Έστω ένας κόμβος υποστυλώματος με (n) δοκούς οι οποίες συνδέονται με το υποστυλωμα υπό γωνίες  $\theta_i$  (βλ. Σχήμα 5.6). Οι τιμές των γωνιών αυτών είναι τυχαίες και επομένως δεν συμπίπτουν οι διευθύνσεις όλων των δοκών με τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων 2 και 3 του υποστυλώματος:

### Παραδοχή 1

Η γωνίες  $\theta_i$  προσμετρώνται με αφετηρία τον θετικό τοπικό άξονα 2 του υποστυλώματος και η θετική τους φορά προκύπτει από τον κανόνα του δεξιόστροφου κοχλία. Δηλαδή η θετική φορά μίας γωνίας  $\theta_i$  συμπίπτει με την φορά των δεικτών του ρολογιού. Επίσης θα πρέπει να τονιστεί ότι οι γωνίες  $\theta_i$  μετρώνται με αφετηρία τους θετικούς τοπικούς άξονες 2 των υποστυλωμάτων, και πέρας τους διαμήκεις άξονες των δοκών, ανεξαρτήτως φοράς των τοπικών αξόνων 1 των δοκών.



**Σχήμα 5.6** Ορισμός θετικών γωνιών δοκών ως προς το τοπικό σύστημα αναφοράς του υποστυλώματος για τον υπολογισμό των συντελεστών ικανοτικής μεγέθυνσης.

Επειδή όπως τονίστηκε και πιο πάνω, θα πρέπει να υπολογιστούν τέσσερις συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης σε κάθε άκρο ενός υποστυλώματος, συνολικά υπολογίζονται 8 συντελεστές για κάθε υποστυλώμα. Οι συντελεστές αυτοί για ένα άκρο υποστυλώματος, ορίζονται από το ΟΣΚ ως εξής:

- Θετικός συντελεστής  $\alpha_{cd}(+2)$ : Αντιστοιχεί σε κάμψη του υποστυλώματος η οποία λαμβάνει χώρα εντός του τοπικού επιπέδου 1-3 και προκύπτει από την στροφή του κόμβου για την οποία οι αναπτυσσόμενες ροπές των συντρεχουσών δοκών απαιτούν την αναπτυξη **θετικής** ροπής  $M_2$  – με βάση την σύμβαση προσήμων – στο άκρο του υποστυλώματος προκειμένου να εκπληρώνεται η συνθήκη ισορροπίας του κόμβου.
- Αρνητικός συντελεστής  $\alpha_{cd}(-2)$ : Αντιστοιχεί σε κάμψη του υποστυλώματος η οποία λαμβάνει χώρα εντός του τοπικού επιπέδου 1-3 και προκύπτει από την στροφή του κόμβου για την οποία οι αναπτυσσόμενες ροπές των συντρεχουσών δοκών απαιτούν την αναπτυξη **αρνητικής** ροπής  $M_2$  – με βάση την σύμβαση προσήμων – στο άκρο του υποστυλώματος προκειμένου να εκπληρώνεται η συνθήκη ισορροπίας του κόμβου.
- Θετικός συντελεστής  $\alpha_{cd}(+3)$ : Αντιστοιχεί σε κάμψη του υποστυλώματος η οποία λαμβάνει χώρα εντός του τοπικού επιπέδου 1-2 και προκύπτει από την στροφή του κόμβου για την οποία οι αναπτυσσόμενες ροπές των συντρεχουσών δοκών απαιτούν την αναπτυξη **θετικής** ροπής  $M_3$  – με βάση την σύμβαση προσήμων – στο άκρο του υποστυλώματος προκειμένου να εκπληρώνεται η συνθήκη ισορροπίας του κόμβου.
- Αρνητικός συντελεστής  $\alpha_{cd}(-3)$ : Αντιστοιχεί σε κάμψη του υποστυλώματος η οποία λαμβάνει χώρα εντός του τοπικού επιπέδου 1-2 και προκύπτει από την στροφή του κόμβου για την οποία οι

αναπτυσσόμενες ροπές των συντρεχουσών δοκών απαιτούν την αναπτυξη **αρνητικής** ροπής  $M_3$  – με βάση την σύμβαση προσήμων – στο άκρο του υποστυλώματος προκειμένου να εκπληρώνεται η συνθήκη ισορροπίας του κόμβου.

Για τον υπολογισμό αυτών των τεσσάρων συντελεστών θα πρέπει να γίνει διαχωρισμός των δοκών οι οποίες συμβάλλουν στον υπολογισμό καθενός από αυτούς για την εφαρμογή της σχέσης (5.18β). Επειδή όμως σύμφωνα με τον ΕΑΚ/2000 ο υπολογισμός των  $\alpha_{cd}$  θα πρέπει να γίνει για δύο φορές της σεισμικής δράσης, αυτό σημαίνει ότι σε κάθε κόμβο θα πρέπει να θεωρηθούν δύο περιπτώσεις:

1. Η πρώτη περίπτωση αφορά την φορά της σεισμικής δράσης η οποία προκαλεί θετική – σύμφωνα με τον κανόνα προσήμων – ροπή κάμψης στο άκρο του υποστυλώματος. Η θεώρηση αυτή γίνεται ξεχωριστά για τα δύο τοπικά επίπεδα κάμψης. Από την θεώρηση αυτή, προκύπτουν οι θετικοί συντελεστές  $\alpha_{cd(+2)}$  και  $\alpha_{cd(+3)}$  για τους οποίους έγινε αναφορά πιο πάνω.
2. Η δεύτερη περίπτωση αφορά την φορά της σεισμικής δράσης η οποία προκαλεί αρνητική – σύμφωνα με τον κανόνα προσήμων – ροπή κάμψης στο άκρο του υποστυλώματος. Η θεώρηση αυτή γίνεται ξεχωριστά για τα δύο τοπικά επίπεδα κάμψης. Από την θεώρηση αυτή, προκύπτουν οι αρνητικοί συντελεστές  $\alpha_{cd(-2)}$  και  $\alpha_{cd(-3)}$  για τους οποίους έγινε αναφορά πιο πάνω.

Όπως είναι γνωστό σε κάθε δοκό αντιστοιχούν δύο ροπές αντοχής: Η μία αντιστοιχεί σε ροπή/δράση η οποία προκαλεί εφελκυσμό της άνω ίνας και συμβολίζεται στο ΟΣΚ ως  $M_{RT}$ , και η δεύτερη αντιστοιχεί σε ροπή/δράση η οποία προκαλεί εφελκυσμό της κάτω ίνας και συμβολίζεται στο ΟΣΚ ως  $M_{RB}$ .

Έτσι εδώ τίθενται δύο θέματα:

- A) Ποιες από τις δοκούς θα πρέπει να «συμμετέχουν» στον υπολογισμό των  $\alpha_{cd(+2)}$  και  $\alpha_{cd(-2)}$ , και ποιες στον υπολογισμό των  $\alpha_{cd(+3)}$  και  $\alpha_{cd(-3)}$  σύμφωνα με την σχέση (5.18β), και
- B) Με ποιά από τις δύο ροπές αντοχής τους (την  $M_{RT}$  ή την  $M_{RB}$ ) «συμμετέχουν» οι δοκοί στον υπολογισμό των θετικών  $\alpha_{cd}$  και με ποια στον υπολογισμό των αρνητικών.

Επομένως οι δοκοί που συντρέχουν στο άκρο ενός υποστυλώματος θα πρέπει να κατηγοριοποιηθούν με βάση τα δύο παραπάνω κριτήρια.

Για να γίνει η κατηγοριοποίηση αυτή γίνονται στα πλαίσια του ΟΣΚ οι ακόλουθες δύο παραδοχές:

### **Παραδοχή 2**

Μια δοκός θεωρείται ότι «συμμετέχει» στον υπολογισμό των συντελεστών  $\alpha_{cd(+3)}$  ή  $\alpha_{cd(-3)}$  όταν η γωνία (μετρούμενη σύμφωνα με την παραδοχή 1) που σχηματίζει ο διαμήκης άξονας της ως προς τον τοπικό άξονα +2 του υποστυλώματος πληροί μια εκ των παρακάτω συνθηκών:

$$0 < \theta_i < 45^\circ, 135^\circ < \theta_i < 180^\circ, 180^\circ < \theta_i < 225^\circ, \text{ και } 315^\circ < \theta_i < 360^\circ$$

Αντίστοιχα στον υπολογισμό των  $\alpha_{cd(+2)}$  ή  $\alpha_{cd(-2)}$  «συμμετέχουν» οι δοκοί, οι γωνίες  $\theta_i$  των οποίων πληρούν τις παρακάτω συνθήκες:

$$45^\circ < \theta_i < 90^\circ, 90^\circ < \theta_i < 135^\circ, 225^\circ < \theta_i < 270^\circ, \text{ και } 270^\circ < \theta_i < 315^\circ$$

### **Παραδοχή 3**

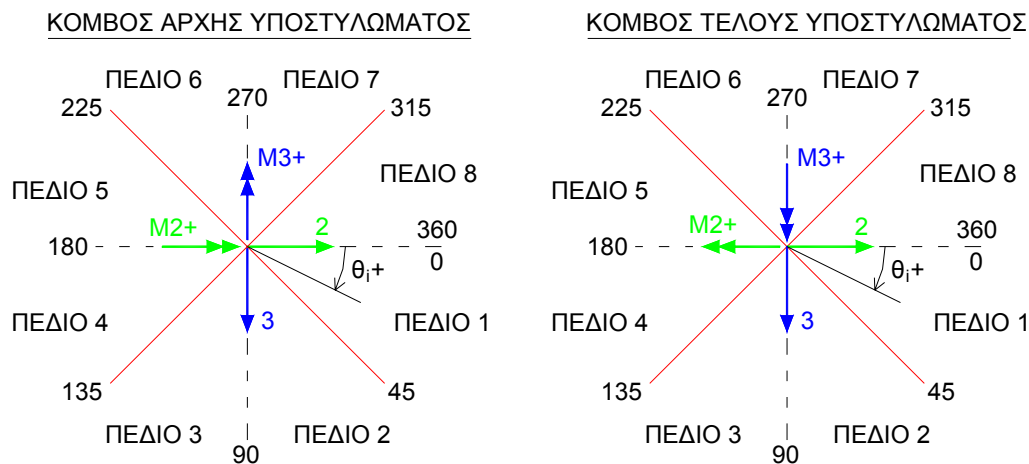
Μία δοκός θεωρείται ότι «συμμετέχει» στον υπολογισμό των θετικών συντελεστών  $\alpha_{cd(+2)}$  [ή  $\alpha_{cd(+3)}$ ] με την ροπή αντοχής της που αντιστοιχεί σε ροπή/δράση η οποία προκαλεί εφελκυσμό της άνω ίνας (δηλαδή με την ροπή  $M_{RT}$ ) αν πράγματι εφελκύεται η άνω ίνα της όταν ο υπό εξέταση κόμβος υποστυλώματος-δοκών στραφεί υπό γωνία για την οποία

απαιτείται η ανάπτυξη θετικής ροπής  $M_2$  (ή αντίστοιχα  $M_3$ ) – με βάση την σύμβαση προσήμων – στο άκρο του υποστυλώματος προκειμένου να εκπληρώνεται η συνθήκη ισορροπίας του κόμβου.

Όσες δοκοί για την ίδια φορά στροφής του υπό εξέταση κόμβου εμφανίζουν θλίψη της άνω ίνας (δηλ. εφελκυσμό της κάτω ίνας) συμμετέχουν στον υπόλογοισμό του συντελεστή  $\alpha_{cd}(+2)$  [ή  $\alpha_{cd}(+3)$ ] με την ροπή αντοχής  $M_{RB}$ . Τα ακριβώς αντίθετα ισχύουν αντίστοιχα για τον υπολογοισμό των αρνητικών συντελεστών  $\alpha_{cd}(-2)$  [ή  $\alpha_{cd}(-3)$ ].

**(Σημείωση:** Είναι γνωστό ότι ισορροπία κόμβων δεν είναι δυνατόν να εκπληρώνεται όταν τα μεγέθη έντασης των στοιχείων που προστρέχουν σε αυτούς προκύπτουν από την ΔΦΑ στα πλαίσια της οποίας τα μεγέθη έντασης έχουν τις πιθανές ακραίες τιμές τους. Είναι επίσης γνωστό ότι η όλη φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού, στηρίζεται σε επιλύσεις πλαισίων υπό ισοδύναμα στατικά φορτία. Άρα τα όσα εκτίθενται στο παρόν κείμενο και τα οποία χρησιμοποιούνται και για μεγέθη έντασης που προκύπτουν από την ΔΦΑ είναι αναγκαστικά στηριγμένα σε παραδοχές που δεν μπορούν να εκπληρώνονται ουσιαστικά.)

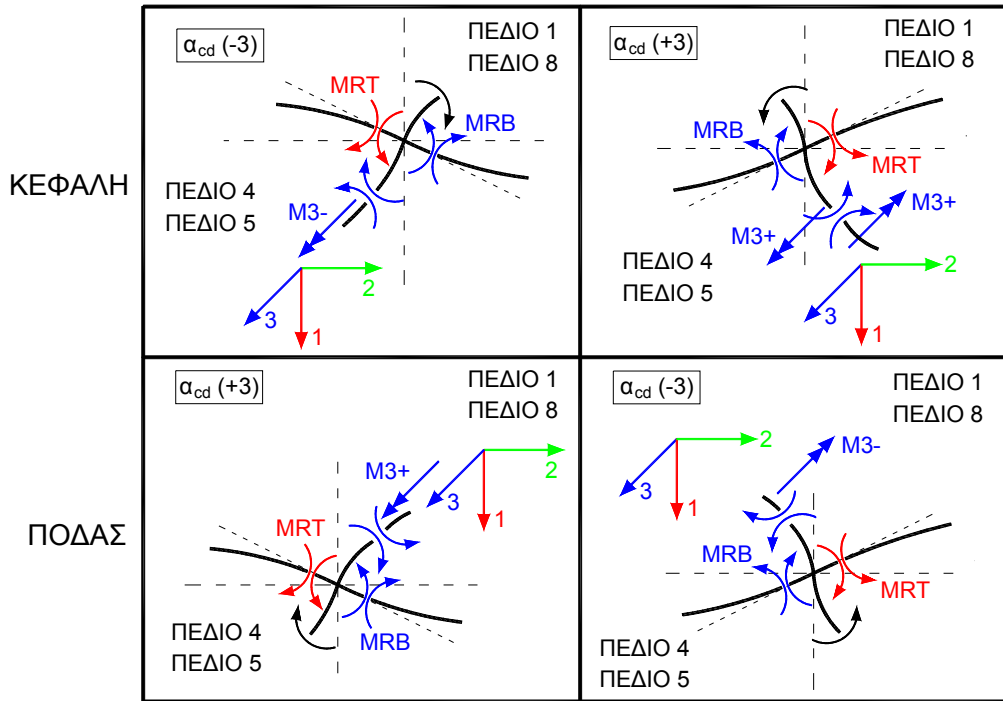
Όλα τα παραπάνω μπορούν να παρουσιαστούν εποπτικά ως εξής:



**Σχήμα 5.7** Τα 8 πεδία στα οποία χωρίζεται το τοπικό επίπεδο 2-3 των υποστυλωμάτων

Όπως παρατηρούμε στο παραπάνω σχήμα, το τοπικό επίπεδο 2-3 ενός υποστυλώματος χωρίζεται σε οκτώ πεδία το εύρος των οποίων είναι  $45^\circ$ . Για τα πεδία αυτά ισχύουν τα εξής:

- **ΠΕΔΙΑ 1 ΚΑΙ 8:** Όσες δοκοί έχουν γωνίες  $\theta_i$  οι οποίες εντάσσονται στα πεδία αυτά, συμμετέχουν:
  - α) Στον υπολογοισμό του  $\alpha_{cd}(+3)$  με τις ροπές  $M_{RT}$  στην κεφαλή και  $M_{RB}$  στον πόδα
  - β) Στον υπολογοισμό του  $\alpha_{cd}(-3)$  με τις ροπές  $M_{RB}$  στην κεφαλή και  $M_{RT}$  στον πόδα
- **ΠΕΔΙΑ 4 ΚΑΙ 5:** Όσες δοκοί έχουν γωνίες  $\theta_i$  οι οποίες εντάσσονται στα πεδία αυτά, συμμετέχουν:
  - α) Στον υπολογοισμό του  $\alpha_{cd}(+3)$  με τις ροπές  $M_{RB}$  στην κεφαλή και  $M_{RT}$  στον πόδα
  - β) Στον υπολογοισμό του  $\alpha_{cd}(-3)$  με τις ροπές  $M_{RT}$  στην κεφαλή και  $M_{RB}$  στον πόδα



**Κεφαλή Υποστυλώματος**

$$\alpha_{cd} (+3) = \gamma_{Rd} \cdot \left[ \frac{\sum_{K1-8} |M_{RTi}| \cdot |\cos\theta_i| + \sum_{K4-5} |M_{RBi}| \cdot |\cos\theta_i|}{\sum_{K1-8} |M_{Ei}| \cdot |\cos\theta_i| + \sum_{K4-5} |M_{Ei}| \cdot |\cos\theta_i|} \right] \tag{5.19\alpha}$$

$$\alpha_{cd} (-3) = \gamma_{Rd} \cdot \left[ \frac{\sum_{K1-8} |M_{RBi}| \cdot |\cos\theta_i| + \sum_{K4-5} |M_{RTi}| \cdot |\cos\theta_i|}{\sum_{K1-8} |M_{Ei}| \cdot |\cos\theta_i| + \sum_{K4-5} |M_{Ei}| \cdot |\cos\theta_i|} \right]$$

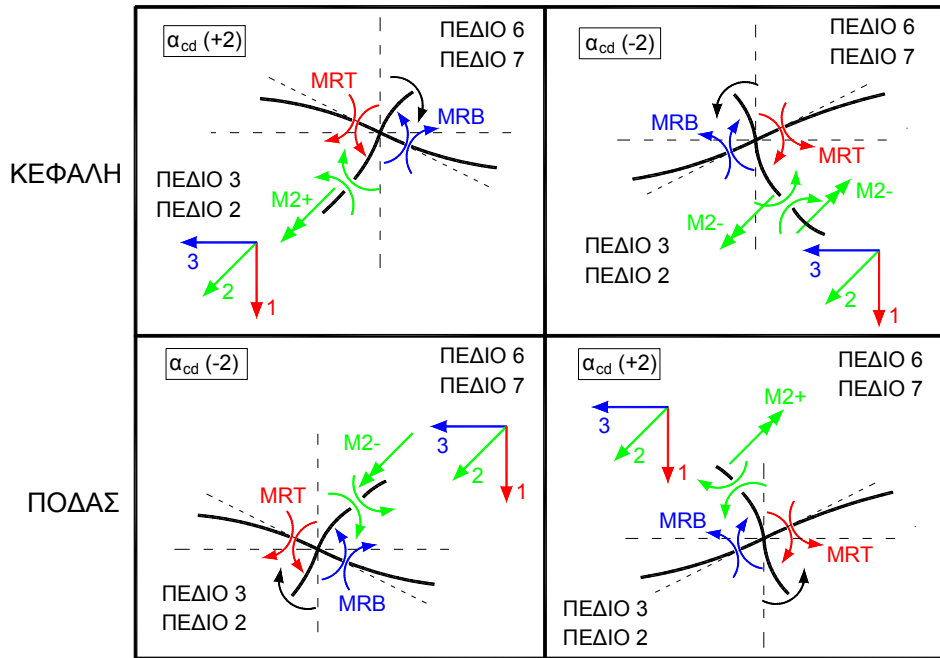
**Πόδας**

$$\alpha_{cd} (+3) = \gamma_{Rd} \cdot \left[ \frac{\sum_{K1-8} |M_{RBi}| \cdot |\cos\theta_i| + \sum_{K4-5} |M_{RTi}| \cdot |\cos\theta_i|}{\sum_{K1-8} |M_{Ei}| \cdot |\cos\theta_i| + \sum_{K4-5} |M_{Ei}| \cdot |\cos\theta_i|} \right] \tag{5.19\beta}$$

$$\alpha_{cd} (-3) = \gamma_{Rd} \cdot \left[ \frac{\sum_{K1-8} |M_{RTi}| \cdot |\cos\theta_i| + \sum_{K4-5} |M_{RBi}| \cdot |\cos\theta_i|}{\sum_{K1-8} |M_{Ei}| \cdot |\cos\theta_i| + \sum_{K4-5} |M_{Ei}| \cdot |\cos\theta_i|} \right]$$

- **ΠΕΔΙΑ 6 ΚΑΙ 7:** Όσες δοκοί έχουν γωνίες  $\theta_i$  οι οποίες εντάσσονται στα πεδία αυτά, συμμετέχουν:
  - α) Στον υπολογισμό του  $\alpha_{cd}(+2)$  με τις ροπές MRB στην κεφαλή και MRT στον πόδα
  - β) Στον υπολογισμό του  $\alpha_{cd}(-2)$  με τις ροπές MRT στην κεφαλή και MRB στον πόδα
- **ΠΕΔΙΑ 2 ΚΑΙ 3:** Όσες δοκοί έχουν γωνίες  $\theta_i$  οι οποίες εντάσσονται στα πεδία αυτά, συμμετέχουν:

- α) Στον υπολογισμό του  $\alpha_{cd}(+2)$  με τις ροπές MRT στην κεφαλή και MRB στον πόδα
- β) Στον υπολογισμό του  $\alpha_{cd}(-2)$  με τις ροπές MRB στην κεφαλή και MRT στον πόδα



**Κεφαλή Υποστυλώματος**

$$\alpha_{cd}(+2) = \gamma_{Rd} \cdot \left[ \frac{\sum_{K6-7} |M_{RBi}| \cdot |\sin\theta_i| + \sum_{K2-3} |M_{RTi}| \cdot |\sin\theta_i|}{\sum_{K6-7} |M_{Ei}| \cdot |\sin\theta_i| + \sum_{K2-3} |M_{Ei}| \cdot |\sin\theta_i|} \right] \tag{5.20α}$$

$$\alpha_{cd}(-2) = \gamma_{Rd} \cdot \left[ \frac{\sum_{K6-7} |M_{RTi}| \cdot |\sin\theta_i| + \sum_{K2-3} |M_{RBi}| \cdot |\sin\theta_i|}{\sum_{K6-7} |M_{Ei}| \cdot |\sin\theta_i| + \sum_{K2-3} |M_{Ei}| \cdot |\sin\theta_i|} \right]$$

**Πόδας**

$$\alpha_{cd}(+2) = \gamma_{Rd} \cdot \left[ \frac{\sum_{K6-7} |M_{RTi}| \cdot |\sin\theta_i| + \sum_{K2-3} |M_{RBi}| \cdot |\sin\theta_i|}{\sum_{K6-7} |M_{Ei}| \cdot |\sin\theta_i| + \sum_{K2-3} |M_{Ei}| \cdot |\sin\theta_i|} \right] \tag{5.20β}$$

$$\alpha_{cd}(-2) = \gamma_{Rd} \cdot \left[ \frac{\sum_{K6-7} |M_{RBi}| \cdot |\sin\theta_i| + \sum_{K2-3} |M_{RTi}| \cdot |\sin\theta_i|}{\sum_{K6-7} |M_{Ei}| \cdot |\sin\theta_i| + \sum_{K2-3} |M_{Ei}| \cdot |\sin\theta_i|} \right]$$

Το ΟΣΚ επίσης εφαρμόζει τη διάταξη του εδαφίου 4.1.4.1[5] σύμφωνα με την οποία σε κόμβους στους οποίους η ροπή του υπερκείμενου κατακόρυφου στοιχείου είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται στο ζύγωμα, τότε η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$M_{CD,c} = 1.40 \cdot M_{Ec} \geq M_{G+\psi 2Q \pm E} \quad (5.21)$$

Επίσης εφαρμόζει και τη διάταξη του εδαφίου 4.1.4.2[2] σύμφωνα με την οποία οι θέσεις πάκτωσης κατακορύφων στοιχείων σε στοιχεία θεμελίωσης εξαιρούνται του υπολογισμού της ροπής ικανοτικού σχεδιασμού από την σχέση (5.18α). Για τις θέσεις αυτές εφαρμόζεται η σχέση:

$$M_{CD,c} = 1.35 \cdot M_{Ec} \geq M_{G+\psi 2Q \pm E} \quad (5.22)$$

Θα πρέπει επίσης να τονιστεί ότι το ΟΣΚ λαμβάνοντας τις απαραίτητες παραμέτρους από το ΡΑΦ για την κανονικότητα ή όχι του κτιρίου, εκτελεί τον έλεγχο Α.Σ.Μ.Ο. στα κτίρια τα οποία θα πρέπει να γίνει και δεν τον εκτελεί σε όσα εξαιρούνται (ΕΑΚ/2000, Παράγραφος 4.1.4.2). Λεπτομέρειες δίνονται και στην παράγραφο 4.4. του παρόντος εγχειριδίου.

Μετά από τον υπολογισμό των συντελεστών ικανοτικής μεγέθυνσης  $\alpha_{CD}$  και των αντίστοιχων ροπών ικανοτικού σχεδιασμού με την διαδικασία του ΟΣΚ που περιγράφηκε παραπάνω, ακολουθεί ο σχηματισμός των τριάδων ικανοτικού σχεδιασμού για τις ελεγχόμενες διατομές των υποστυλωμάτων που ελέγχονται για διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη. Η διαδικασία με την οποία σχηματίζονται οι τριάδες του ικανοτικού σχεδιασμού στηρίζεται στη σχέση (5.18α) και στο εδάφιο 4.1.4.1[6] του ΕΑΚ/2000. Σύμφωνα με τη σχέση (5.18α) – όπως άλλωστε τονίστηκε και πιο πάνω – οι συντελεστές ικανοτικού σχεδιασμού  $\alpha_{CD}$  θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με τις σεισμικές ροπές των άκρων των υποστυλωμάτων για τα οποία υπολογίστηκαν, ενώ σύμφωνα με το εδάφιο 4.1.4.1[6] από τις τιμές των μεγεθών που συνθέτουν τις τριάδες μεγεθών έντασης διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη ( $N$ ,  $M_2$ ,  $M_3$ ), αντικαθίσταται κάθε φορά η μία από τις δύο ροπές ενώ η άλλη παραμένει ως έχει. Υπενθυμίζεται εδώ ότι οι τριάδες μεγεθών έντασης που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων προκύπτουν από την ανάλυση του φορέα για τον συνδυασμό:  $G+\psi 2Q \pm E$  και παρουσιάζονται αναλυτικά στους πίνακες 4.1 και 4.2.

Παρακάτω παρουσιάζεται η γενική πορεία προσδιορισμού των τριάδων ικανοτικού σχεδιασμού (στην οποία τα μεγέθη λόγω σεισμού έχουν τον εκθέτη (E) και προκύπτουν είτε από την εφαρμογή της ΔΦΜ, είτε από την εφαρμογή της ΑΦΜ):

1. Οι έξι τριάδες των πιθανών ακραίων και ταυτόχρονων τιμών των μεγεθών για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη (για μία θέση μάζας όταν η ανάλυση γίνεται με την ΔΦΜ, ή για έναν από τους τέσσερις συνδυασμούς όταν η ανάλυση γίνεται με την ΑΦΜ) γράφονται ως εξής:

$$\Sigma_1^E = -\Sigma_4^E = \begin{bmatrix} M_{2,N}^E \\ M_{3,N}^E \\ exN^E \end{bmatrix} \quad \Sigma_2^E = -\Sigma_5^E = \begin{bmatrix} exM_2^E \\ M_{3,M2}^E \\ N_{,M_2}^E \end{bmatrix} \quad \Sigma_3^E = -\Sigma_6^E = \begin{bmatrix} M_{2,M3}^E \\ exM_3^E \\ N_{,M_3}^E \end{bmatrix} \quad (5.23)$$

2. Οι 6 τριάδες της (5.23), εφόσον επαλληλιστούν αλγεβρικά με τα αντίστοιχα μεγέθη που προκύπτουν από το τμήμα του συνδυασμού  $G+\psi 2Q \pm E$  που αντιστοιχεί στα κατακόρυφα φορτία (δηλ. του

τμήματος  $G+\psi_2Q$ ), δίνουν τις τελικές 6 τριάδες ελέγχου (σχεδιασμού, με τον εκθέτη  $d=design$ ) που δίνονται παρακάτω:

$$\begin{aligned} \Sigma_1^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q + M_{2,N}^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q + M_{3,N}^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q + exN^E \end{bmatrix} & \Sigma_2^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q + exM_2^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q + M_{3,M2}^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q + N_{,M2}^E \end{bmatrix} & \Sigma_3^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q + M_{2,M3}^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q + exM_3^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q + N_{,M3}^E \end{bmatrix} \\ \Sigma_4^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q - M_{2,N}^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q - M_{3,N}^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q - exN^E \end{bmatrix} & \Sigma_5^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q - exM_2^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q - M_{3,M2}^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q - N_{,M2}^E \end{bmatrix} & \Sigma_6^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q - M_{2,M3}^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q - exM_3^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q - N_{,M3}^E \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (5.24)$$

3. Σύμφωνα με το εδάφιο 4.1.4.1[6] του ΕΑΚ/2000, προκειμένου να γίνει ο ικανοτικός έλεγχος θα πρέπει να αντικατασταθούν διαδοχικά οι τιμές σχεδιασμού των ροπών  $\pm M_{ex,2}^d$  και  $\pm M_{ex,3}^d$  από τις αντίστοιχες σεισμικές πιθανές ακραίες τιμές των ροπών  $\pm exM_2^E$  και  $\pm exM_3^E$ , πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές ικανοτικού σχεδιασμού που υπολογίστηκαν προηγουμένως, δηλαδή να αντικατασταθούν από τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού.
4. Σύμφωνα με τα όσα εκτέθηκαν για τον υπολογισμό των τιμών του  $\alpha_{cd}$  (βλ. Παραδοχές 1, 2 και 3) οι αντικαταστάσεις που αναφέρονται στο προηγούμενο βήμα, θα πρέπει να γίνουν ως εξής:

$$\begin{aligned} \Sigma_2^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q + exM_2^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q + M_{3,M2}^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q + N_{,M2}^E \end{bmatrix} \Rightarrow \Sigma_1^{C.D.} = \begin{bmatrix} \alpha_{cd} (+2) \cdot exM_2^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q + M_{3,M2}^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q + N_{,M2}^E \end{bmatrix} \\ \Sigma_3^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q + M_{2,M3}^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q + exM_3^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q + N_{,M3}^E \end{bmatrix} \Rightarrow \Sigma_2^{C.D.} = \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q + M_{2,M3}^E \\ \alpha_{cd} (+3) \cdot exM_3^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q + N_{,M3}^E \end{bmatrix} \\ \Sigma_5^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q - exM_2^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q - M_{3,M2}^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q - N_{,M2}^E \end{bmatrix} \Rightarrow \Sigma_3^{C.D.} = \begin{bmatrix} \alpha_{cd} (-2) \cdot [-exM_2^E] \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q - M_{3,M2}^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q - N_{,M2}^E \end{bmatrix} \\ \Sigma_6^d &= \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q - M_{2,M3}^E \\ M_3^G + \psi_2 \cdot M_3^Q - exM_3^E \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q - N_{,M3}^E \end{bmatrix} \Rightarrow \Sigma_4^{C.D.} = \begin{bmatrix} M_2^G + \psi_2 \cdot M_2^Q - M_{2,M3}^E \\ \alpha_{cd} (-3) \cdot [-exM_3^E] \\ N^G + \psi_2 \cdot N^Q - N_{,M3}^E \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (5.25)$$

**Παρατήρηση:**

Παρατηρούμε ότι από τους 6 συνδυασμούς των τριάδων που αντιστοιχούν στον σεισμικό συνδυασμό  $G+\psi_2Q \pm E$  (σχέσεις (5.24)), προκύπτουν 4 συνδυασμοί ικανοτικού ελέγχου. Ο λόγος είναι ότι δεν απαιτείται αντικατάσταση των τριάδων στις οποίες εντάσσεται η πιθανή ακραία τιμή της αξονικής δύναμης.

**5.4.2.2 Έλεγχος σε διάτμηση (ΕΚΟΣ/2000, §11.2.2, §11.2.3).**

Ο έλεγχος σε διάτμηση των υποστυλωμάτων ακολουθεί σε γενικές γραμμές την διαδικασία που παρουσιάστηκε αναλυτικά για τις δοκούς, και επομένως διαφοροποιείται ανάλογα με το αν το ελεγχόμενο υποστύλωμα είναι στοιχείο Μ.Α.Α.Π., ή στοιχείο Χ.Α.Α.Π.. Υπάρχουν όμως κάποιες διαφοροποιήσεις από την περίπτωση των δοκών, οι βασικότερες των οποίων είναι:

- (α) Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων σε διάτμηση εκτελείται ξεχωριστά για τέμνουσες οι οποίες έχουν την διεύθυνση των δύο τοπικών αξόνων της διατομής του, δηλ. για τις τέμνουσες  $V_2$  και  $V_3$ .
- (β) Η διαδικασία υπολογισμού των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού γίνεται με βάση την παράγραφο Β.1.1 του Παραρτήματος Β του ΕΑΚ/2000.

Φυσικά επενθυμίζεται ότι ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται και για τον βασικό συνδυασμό δράσεων. Επίσης όπως και στις δοκούς, σε υποστυλώματα Μ.Α.Α.Π. ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται τόσο με τις τέμνουσες που προκύπτουν από την ανάλυση λόγω του σεισμικού συνδυασμού δράσεων, όσο και με τις τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού.

**Υπολογισμός τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού από το ΟΣΚ**

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ/2000 και πιο συγκεκριμένα σύμφωνα με το Παράρτημα Β, η τέμνουσα ικανοτικού σχεδιασμού στη διεύθυνση του κάθε πλαισίου όπου ανήκει ένα υποστύλωμα θα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{CD,c} = 1.40 \cdot \left( \frac{M_{R,c1} + M_{R,c2}}{L_c} \right) \leq q \cdot V_{E,c} \quad (5.26)$$

όπου  $M_{R,c1}$  και  $M_{R,c2}$  είναι οι υπολογιστικές αντοχές σε κάμψη με αξονική δύναμη στα άκρα του υποστυλώματος, όπως ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση.

$V_{E,c}$  είναι η πιθανή ακραία τιμή της σεισμικής τέμνουσας του υποστυλώματος, και  $L_c$  το μήκος του ευκάμπτου τμήματος του.

Η σχέση (5.26) θα πρέπει να εφαρμοστεί για το διατμητικό έλεγχο κατά τις διευθύνσεις των δύο τοπικών αξόνων 2 και 3 της διατομής του υποστυλώματος.

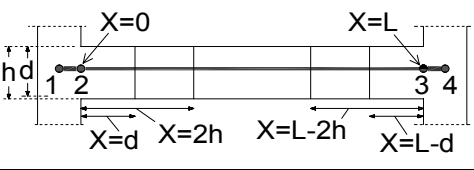
Η διαδικασία με την οποία το ΟΣΚ υπολογίζει τις τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού για κάθε μία από τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων της διατομής του υποστυλώματος είναι η εξής:

1. Υπολογίζονται με τη βοήθεια του χώρου αντοχής που σχηματίζει το ΡΑΦ, οι ροπές αντοχής της διατομής σε **μονοαξονική** κάμψη με αξονική δύναμη ως προς τον ελεγχόμενο τοπικό άξονα της διατομής. Οι συγκεκριμένες αυτές ροπές αντοχής υπολογίζονται για τις 6 αξονικές δυνάμεις των τριάδων των συνδυασμών σχεδιασμού που δίνονται στην σχέση (5.24). Ο υπολογισμός αυτός γίνεται και για την κεφαλή και για τον πόδα του υποστυλώματος. Έτσι από το βήμα αυτό προκύπτουν έξι τιμές για την μονοαξονική ροπή αντοχής στην κεφαλή του υποστυλώματος και άλλες έξι για τον πόδα του.
2. Από τις έξι τιμές της αντοχής για κάθε άκρο, υπολογίζονται οι μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή οι οποίες και αποτελούν τις ροπές  $M_{R,c1}$  και  $M_{R,c2}$  που υπεισέρχονται στον υπολογισμό της τέμνουσας ικανοτικού σχεδιασμού της σχέσης (5.26).
3. Ελέγχεται τέλος η υπέρβαση ή όχι του ορίου  $q \cdot V_{E,c}$  της συγκεκριμένης σχέσης.

**Διαδικασία ελέγχου σε διάτμηση**

Η διαδικασία του ελέγχου των υποστυλωμάτων σε διάτμηση, δεν διαφέρει ως προς τη ροή της από την αντίστοιχη διαδικασία που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 5.3.2.2. για τις δοκούς. Έτσι ο πίνακας 5.6 που ακολουθεί και αφορά την διαδικασία ελέγχου των υποστυλωμάτων σε διάτμηση διαφέρει μόνον σε λίγα σημεία από τον πίνακα 5.4 στον οποίο παρουσιάζεται η αντίστοιχη διαδικασία ελέγχου για τις δοκούς:

**Πίνακας 5.6** Έλεγχος σε διάτμηση υποστυλωμάτων σε κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις των τοπικών του αξόνων

				ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ		ΒΑΣΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ
				Μ.Α.Α.Π.	Χ.Α.Α.Π.	
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΘΛΙΨΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ</b>	<b>Θέση Ελέγχου</b>	x=0, x=L				
	<b>Υπολογισμός αντοχής <math>V_{Rd2}</math></b>	$V_{Rd2,red} = 1.67 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \right) \cdot \left[ 1.00 - \left( \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}} \right) \right] < V_{Rd2}$				
	<b>Δράση</b>	$V_{CD}$ (Σχέση 5.26) και $V(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(1.35G+1.50Q)$		
<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ</b>	<b>Κρίσιμα μήκη</b>	<b>Θέση Ελέγχου</b>	x=0, x=L	x=d, x=L-d	x=d, x=L-d	
		<b>Υπολογισμός αντοχής <math>V_{Rd3}=V_{cd}+V_{wd}</math></b>	$V_{cd}$	$V_{cd}=0.9 \cdot V_{Rd1}$	$V_{cd} = V_{Rd1} = T_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_\lambda) \cdot b_w \cdot d$	
			$V_{wd}$	Πίνακας 5.3	$V_{wd} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$	
	<b>Δράση</b>	$V_{CD}$ (Σχέση 5.26) και $V(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(1.35G+1.50Q)$		
	<b>Μή κρίσιμα μήκη</b>	<b>Θέση Ελέγχου</b>	x=2h, x=L-2h			
		<b>Υπολογισμός αντοχής <math>V_{Rd3}=V_{cd}+V_{wd}</math></b>	$V_{cd}$	$V_{cd} = V_{Rd1} = T_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_\lambda) \cdot b_w \cdot d$		
$V_{wd}$			$V_{wd} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$			
<b>Δράση</b>	$V_{CD}$ (Σχέση 5.26) και $V(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V(1.35G+1.50Q)$			

Παρατηρήσεις:

**A)** Ο υπολογισμός των συνιστωσών  $V_{wd}$  και  $V_{cd}$  γίνεται σύμφωνα με την παράγραφο (11.2.3.2.α) με τις ίδιες σχέσεις οι οποίες χρησιμοποιούνται και για την περίπτωση των δοκών:

$$V_{cd} = V_{Rd1} = [T_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_\lambda) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (5.7\alpha)$$

$$V_{wd} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (5.7\beta)$$

Στις παραπάνω σχέσεις:

$T_{Rd}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής του σκυροδέματος που δίνεται από τον πίνακα 11.1 του ΕΚΟΣ/2000 (Ο πίνακας δίνει το  $T_{Rd}$  σε Μρα. Για την εισαγωγή του στην (5.7α) πολλαπλασιάζεται με  $10^3$ ).  
 $k = 1.60 - d \geq 1.00$  (Όπου το  $d$  είναι το στατικό ύψος της διατομής και εισάγεται σε μέτρα).

$$\rho_\lambda = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0.02$$

$A_{sl}$  η διατομή του εφελκόμενου οπλισμού που επεκτείνεται πέραν της διατομής ελέγχου κατά  $d + \lambda_{b,net}$ .

$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$  ( $A_c = \eta$  επιφάνεια της διατομής του υποστυλώματος).

$N_{sd}$  είναι η ορθή δύναμη σχεδιασμού (θετική όταν είναι θλιπτική)

$f_{ywd}$  = η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα των συνδετηρών.

$b_w$  = το πλάτος του κορμού της διατομής του υποστυλώματος.

$A_{sw}$  είναι η διατομή του οπλισμού διάτμησης (δηλαδή η διάμετρος των συνδετηρών).

$s$  = η απόσταση μεταξύ των ράβδων διάτμησης (**για το ΟΣΚ: των συνδετηρών**).

$\alpha$  = γωνία κλίσης του οπλισμού διάτμησης που είναι ίση με 90 μοίρες όταν ο οπλισμός διάτμησης συνίσταται από συνδετήρες.

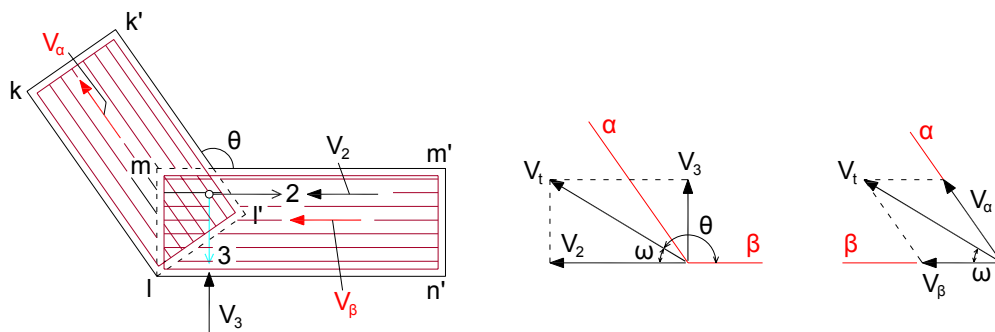
**Για τις παραπάνω παραμέτρους το ΟΣΚ κάνει τις εξής παραδοχές:**

- (i) Πλάτος  $b_w$ , Στατικό ύψος  $d$ : Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων αυτών στα υποστυλώματα το ΟΣΚ υιοθετεί την έννοια της «λωρίδας διάτμησης». Οι λωρίδες διάτμησης ορίζονται για τους ελέγχους της διατομής σε διάτμηση είτε κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 2 (με την τέμνουσα  $V_2$ ), είτε κατά τη διεύθυνση του τοπικού άξονα 3 (με την τέμνουσα  $V_3$ ). Πρόκειται στην ουσία για τον καθορισμό τμημάτων της διατομής τα οποία είναι σε σχήμα ορθογώνια παραλληλόγραμμα τα οποία θεωρείται ότι παραλαμβάνουν με τον οπλισμό τους τις τέμνουσες  $V_2$  και  $V_3$ . Οι λωρίδες διάτμησης μπορεί να είναι ανάλογα με τον τύπο της διατομής μερικώς ή πλήρως αλληλοκαλυπτόμενες, και έχουν τη διεύθυνση των τοπικών αξόνων 2 και 3. Για τις μορφές των διατομών που είναι ενσωματωμένες στην βιβλιοθήκη διατομών του ΡΑΦ, οι λωρίδες διάτμησης καθώς και οι αντιστοιχούσες σε αυτές τιμές των παραμέτρων  $b_w$ ,  $d$ ,  $A_{sl}$ ,  $A_c$  δίνονται στο σχήμα που ακολουθεί:

ΔΙΑΤΟΜΗ	Λωρίδα διάτμησης για τον έλεγχο με την τέμνουσα $V_3$	Λωρίδα διάτμησης για τον έλεγχο με την τέμνουσα $V_2$

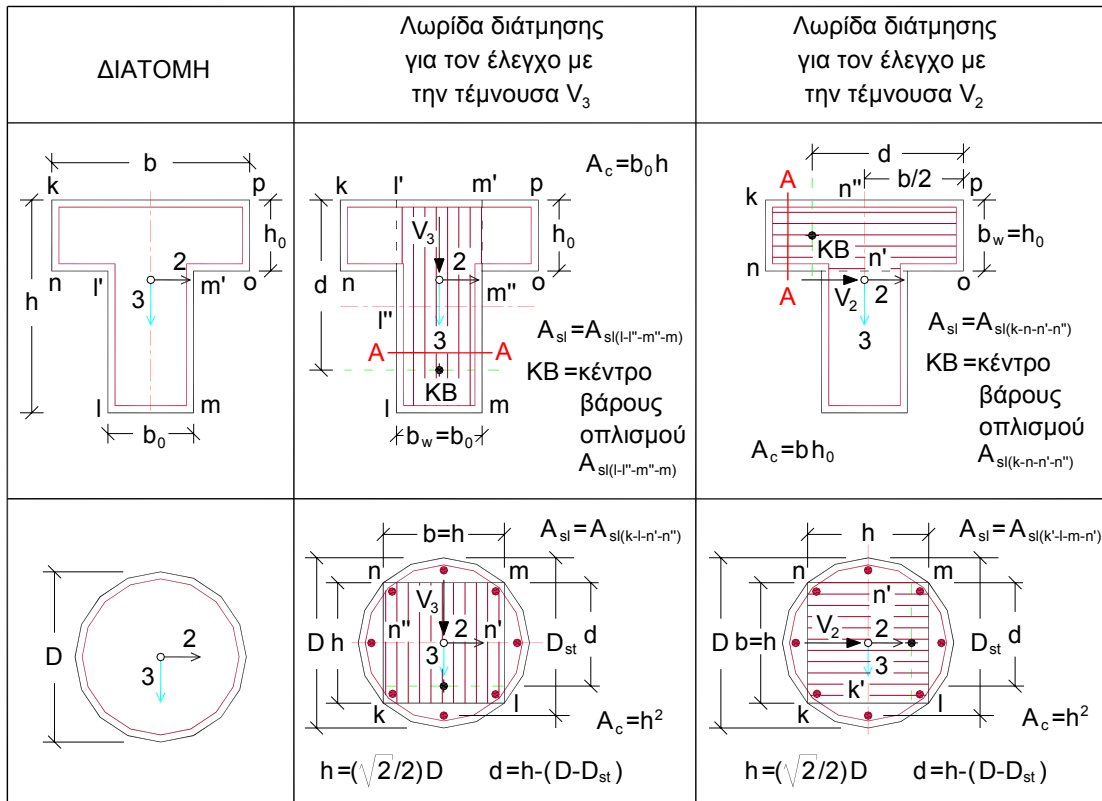
Σχήμα 5.8-1 Ορισμός λωρίδων διάτμησης για ορθογωνικές διατομές και διατομές τύπου L

Ειδική περίπτωση αποτελούν οι διατομές L στις οποίες όμως η γωνία των σκελών είναι διάφορη των 90° (υποστυλώματα με λοξή γωνιακή διατομή). Στην περίπτωση αυτή τίθεται το πρόβλημα του προσδιορισμού των τεμνουσών δυνάμεων με τις οποίες θα γίνει ο έλεγχος των σκελών σε διάτμηση. Με δεδομένο ότι από την ανάλυση προκύπτουν οι τέμνουσες δυνάμεις κατά την διεύθυνση των δύο τοπικών (και κάθετων μεταξύ τους) αξόνων της διατομής  $V_2, V_3$ , εκτελείται ένας υπολογισμός αναγωγής των τεμνουσών αυτών σε τέμνουσες κατά την διεύθυνση των λοξών μεταξύ τους σκελών:



$$V_\alpha = \frac{V_3}{\sin\theta} \quad V_\beta = \left( \sqrt{V_2^2 + V_3^2} \right) \cdot \left[ \frac{\sin(\theta + \omega)}{\sin\theta} \right] \quad \tan\omega = \frac{V_3}{V_2}$$

Για τον υπολογισμό των τεμνουσών των σκελών λόγω σεισμικής διέγερσης, εκτελούνται οι υπολογισμοί ξεχωριστά ανά ιδιομορφή, και ακολουθεί ιδιομορφική και χωρική επαλληλία.



Σχήμα 5.8-2 Ορισμός λωρίδων διάτμησης για διατομές τύπου T και κυκλικές διατομές

Τα αντίστοιχα μεγέθη για διατομές τύπου σταυρού, που επίσης είναι ενταγμένες στην βιβλιοθήκη διατομών του ΡΑΦ, προκύπτουν με την ίδια διαδικασία που παρουσιάζεται στο παραπάνω σχήμα για τις διατομές τύπου T.

- (ii) Εφελκόμενος οπλισμός  $A_{sl}$  που λαμβάνει για τους υπολογισμούς το ΟΣΚ, σημειώνεται για κάθε έναν από τους τύπους διατομής στο παραπάνω σχήμα.
- (iii) Η αξονική δύναμη σχεδιασμού  $N_{sd}$  (θετική κατά την εισαγωγή στην (5.7α) όταν είναι θλιπτική, ενώ από τους υπολογισμούς εξάγεται ως αρνητική) προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό  $G+\psi_2 Q \pm E$ . Από τους έξι συνδυασμούς της σχέσης (5.24) επιλέγεται η μικρότερη κατ' απόλυτη τιμή θλιπτική δύναμη, ή η μέγιστη εφελκυστική δύναμη (εισάγεται ως αρνητική στην (5.7α)) που αναπτύσσεται στην κεφαλή του υποστυλώματος. Με αυτήν γίνεται ο υπολογισμός της  $\sigma_{cp}$  και κατ' επέκταση και της  $V_{cd}$  σε όλες τις θέσεις ελέγχου. Ο λόγος για τον οποίον επιλέγεται η συγκεκριμένη τιμή της αξονικής δύναμης  $N_{sd}$  είναι να εισαχθεί στον υπολογισμό του  $V_{cd}$  η τιμή εκείνη της αξονικής δύναμης η οποία την ελαχιστοποιεί. Δηλαδή στόχος είναι να γίνουν οι έλεγχοι με την μικρότερη πιθανή τιμή της συγκεκριμένης αντοχής.
- (iv)  $A_c$  η επιφάνεια της διατομής του υποστυλώματος αντιστοιχεί, όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.8, στην επιφάνεια της κάθε λωρίδας διάτμησης.
- (v)  $A_{sw}$  είναι η επιφάνεια των ράβδων των συνδετήρων όπως προκύπτει από το γινόμενο του εμβαδού μίας ράβδου συνδετήρα επί τον αριθμό των σκελών συνδετήρα που τέμνει η τομή A-A της λωρίδας διάτμησης που σημειώνεται στα παρακάτω σχήματα.

**(B)** Ο έλεγχος περιορισμού λοξής θλίψης σκυροδέματος κορμού, γίνεται για τα υποστυλώματα με χρήση – λόγω της ύπαρξης αξονικών φορτίων – της τέμνουσας  $V_{Rd2,red}$  και όχι με την τέμνουσα  $V_{Rd2}$  η οποία χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των δοκών. Η σχέση από την οποία υπολογίζεται η  $V_{Rd2,red}$  είναι:

$$V_{Rd2,red} = 1.67 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \right) \cdot \left[ 1.00 - \left( \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}} \right) \right] < V_{Rd2} \quad (5.27)$$

Όπου:

$$\sigma_{cp,eff} = \left( \frac{1}{A_c} \right) \cdot \left[ N_{Sd} - f_{yk} \cdot \left( \frac{A_{s2}}{\gamma_s} \right) \right] \quad (5.28)$$

Όπου:

- $f_{ck}$ = η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (π.χ. για σκυρόδεμα C16→ $f_{ck}=16$ )
- $f_{cd}$ =η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος [π.χ. για σκυρόδεμα C16→ $f_{cd}=(16/1.5) \cdot 10^3$ ]
- $b_w$ = το πλάτος του κορμού της διατομής του στοιχείου σκυροδέματος.
- $z$ =ο μοχλοβραχιόνιας των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής. Λαμβάνεται συνήθως ίσος με  $0.9 \cdot d$ , όπου το  $d$  είναι στατικό ύψος της διατομής.
- $N_{Sd}$ = η αξονική δύναμη σχεδιασμού του υποστυλώματος.
- $f_{yk}$ =η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του θλιβόμενου οπλισμού (π.χ. για χάλυβα S400→ $f_{yk}=400 \cdot 10^3$ )
- $\gamma_s$ = ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα ( $\gamma_s=1.15$ )
- $A_{s2}$ = το εμβαδό του οπλισμού του στοιχείου στην θλιβόμενη ζώνη της διατομής σε  $m^2$  (πρόκειται για τον οπλισμό που βρίσκεται στη θλιβόμενη παρεία του υποστυλώματος).
- $A_c$ = το εμβαδό της διατομής σκυροδέματος σε  $m^2$

Όσον αφορά στις παραδοχές που κάνει το ΟΣΚ για τον υπολογισμό των παραπάνω παραμέτρων, ισχύουν τα εξής:

- Πλάτος  $b_w$ , Στατικό ύψος  $d$ , Εμβαδόν διατομής σκυροδέματος  $A_c$ : ισχύουν οι παραδοχές που παρουσιάστηκαν πιο πάνω για τον υπολογισμό της τέμνουσας  $V_{Rd1}$ .
- Η αξονική δύναμη σχεδιασμού  $N_{Sd}$  προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό  $G+\psi_2 Q \pm E$ . Από τους έξι συνδυασμούς της σχέσης (5.24) επιλέγεται η μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή της θλιπτικής δύναμης στον πόδα του υποστυλώματος, και με την τιμή αυτή γίνεται ο υπολογισμός της  $\sigma_{cp,eff}$  και κατ' επέκταση και της  $V_{Rd2,red}$  σε όλες τις θέσεις ελέγχου. Η επιλογή αυτή γίνεται γιατί όπως φαίνεται από την μελέτη των σχέσεων (5.27) και (5.28) με την χρήση της μέγιστης κατ' απόλυτης τιμής της θλιπτικής δύναμης προκύπτει η ελάχιστη πιθανή τιμή της αντοχής  $V_{Rd2,red}$ .
- Ο θλιβόμενος οπλισμός  $A_{s2}$  υπολογίζεται με βάση τις ίδιες παραδοχές με τις οποίες υπολογίζεται και ο οφελκούμενος οπλισμός  $A_{s1}$ . Οι παραδοχές αυτές παρουσιάστηκαν παραπάνω.

**5.4.2.3 Έλεγχος για φαινόμενα β' τάξης - Λυγισμός (ΕΚΟΣ/2000, Κεφάλαιο 14).**

Ο έλεγχος της επιρροής των φαινομένων δεύτερης τάξης, δηλαδή η επιρροή των παραμορφώσεων στην εντασιακή κατάσταση, επιβάλλεται από τον ΕΚΟΣ/2000 προκειμένου να εξασφαλιστεί η αντοχή και η ευστάθεια των κατασκευών. Ο ακριβής έλεγχος των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης απαιτεί την ανάλυση της κατασκευής με βάση την θεωρία 2<sup>ης</sup> τάξης. Απαιτεί δηλαδή την εκτέλεση μίας επαναληπτικής (θαμιστικής) διαδικασίας επίλυσης, από την οποία προκύπτουν μεγέθη έντασης στα υπάρχει η επιρροή των παραμορφώσεων του κτιρίου. Η διαδικασία αυτή κρίνεται δυσχερής, και για τον λόγο αυτό ο ΕΚΟΣ/2000 επιτρέπει τον έλεγχο μεμονωμένων υποστυλωμάτων με προσεγγιστικές μεθόδους. Η διαδικασία του ελέγχου αυτού, υιοθετείται και από το ΡΑΦ/ΟΣΚ. Τα βήματα της διαδικασίας αυτής είναι τα εξής:

1. Λαμβάνεται από το ΡΑΦ η πληροφορία, για το αν το υπό εξέταση υποσύλωμα ανήκει σε κτίριο το οποίο είναι αμετάθετο ή όχι. Για τον χαρακτηρισμό ενός κτιρίου ως αμετάθετου ή μεταθετού, γίνεται αξιοποίηση των αποτελεσμάτων του γενικού ελέγχου φαινομένων επιρροής β' τάξης (λεπτομέρειες για τον τρόπο με τον οποίον εκτελείται ο συγκεκριμένος έλεγχος δίνονται στην παράγραφο 10.4 του εγχειριδίου τεκμηρίωσης του ΡΑΦ).
2. Με βάση την πληροφορία για την μεταθετότητα ή όχι του κτιρίου, αλλά και τις συνθήκες στήριξης των δύο άκρων του υποστυλώματος, υπολογίζεται το ισοδύναμο μήκος λυγισμού του.
3. Γίνεται έλεγχος λυγηρότητας του εξεταζόμενου υποστυλώματος. Από την έκβαση του ελέγχου αυτού εξαρτάται το αν θα πρέπει να ληφθούν ή όχι υπόψη στα μεγέθη σχεδιασμού οι επιρροές των φαινομένων δεύτερης τάξης.
4. Σε περίπτωση που από τον έλεγχο λυγηρότητας προκύψει ότι η λυγηρότητα του εξεταζόμενου υποστυλώματος υπερβαίνει μία προκαθορισμένη οριακή τιμή, τότε απαιτείται η θεώρηση των επιρροών δεύτερης τάξης, και αυτό γίνεται με τον υπολογισμό των κατάλληλων εκκεντροτήτων.

Ο παραπάνω έλεγχος εκτελείται ξεχωριστά στα δύο τοπικά επίπεδα της διατομής τους υποστυλώματος, ενώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι εκτελείται για τον βασικό συνδυασμό δράσεων 1.35G+1.50Q.

**Ακολούθως δίνονται λεπτομέρειες για τον τρόπο με τον οποίο εκτελείται η διαδικασία ελέγχου από το ΟΣΚ:**

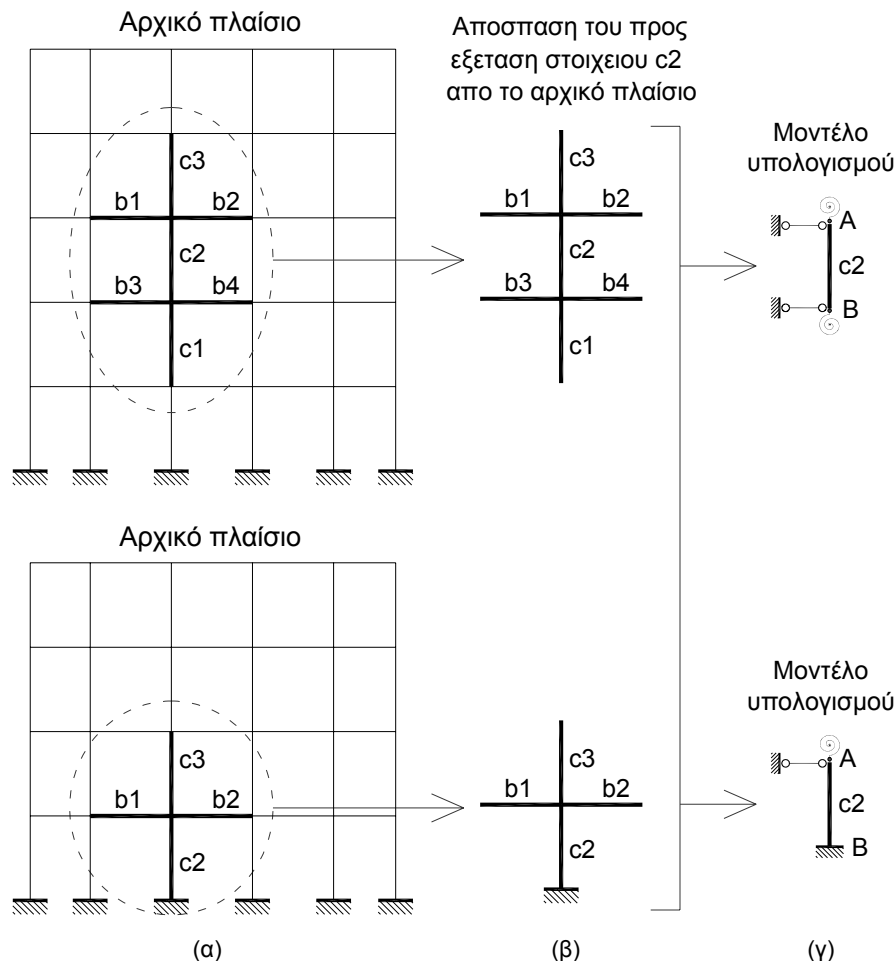
*i. Μέθοδος υπολογισμού του ισοδύναμου μήκους λυγισμού των υποστυλωμάτων.*

Μήκος λυγισμού (*effective length*) ενός ραβδωτού στοιχείου ονομάζεται το μήκος της ιδεατής εκείνης, αρθρωτής και στα δυο άκρα της, ράβδου η οποία για τις ίδιες διαστάσεις διατομής έχει ιδεατό φορτίο λυγισμού όπως και το εξεταζόμενο στοιχείο.

Για τον υπολογισμό του το ΟΣΚ ακολουθεί μία τεκμηριωμένη προσεγγιστική διαδικασία (μέθοδος νομογραφημάτων: alignment chart method, βλ. [14], [15]). Η διαδικασία αυτή στηρίζεται σε παραδοχές οι οποίες δεν εκπληρώνονται κατά κανόνα στο σύνολο τους σε όλα τα κτίρια, ωστόσο η χρήση της επιτρέπεται από τον ΕΚΟΣ/2000 ο οποίος δίνει νομογραφήματα (Σχήμα Σ14.1 και Σχήμα 14.2) τα οποία προκύπτουν από αυτή. Πιο συγκεκριμένα, το ΟΣΚ έχει ενσωματωμένες τις σχέσεις από τις οποίες προέρχονται τα συγκεκριμένα νομογραφήματα. Οι βασικές παραδοχές και η φιλοσοφία της μεθόδου είναι:

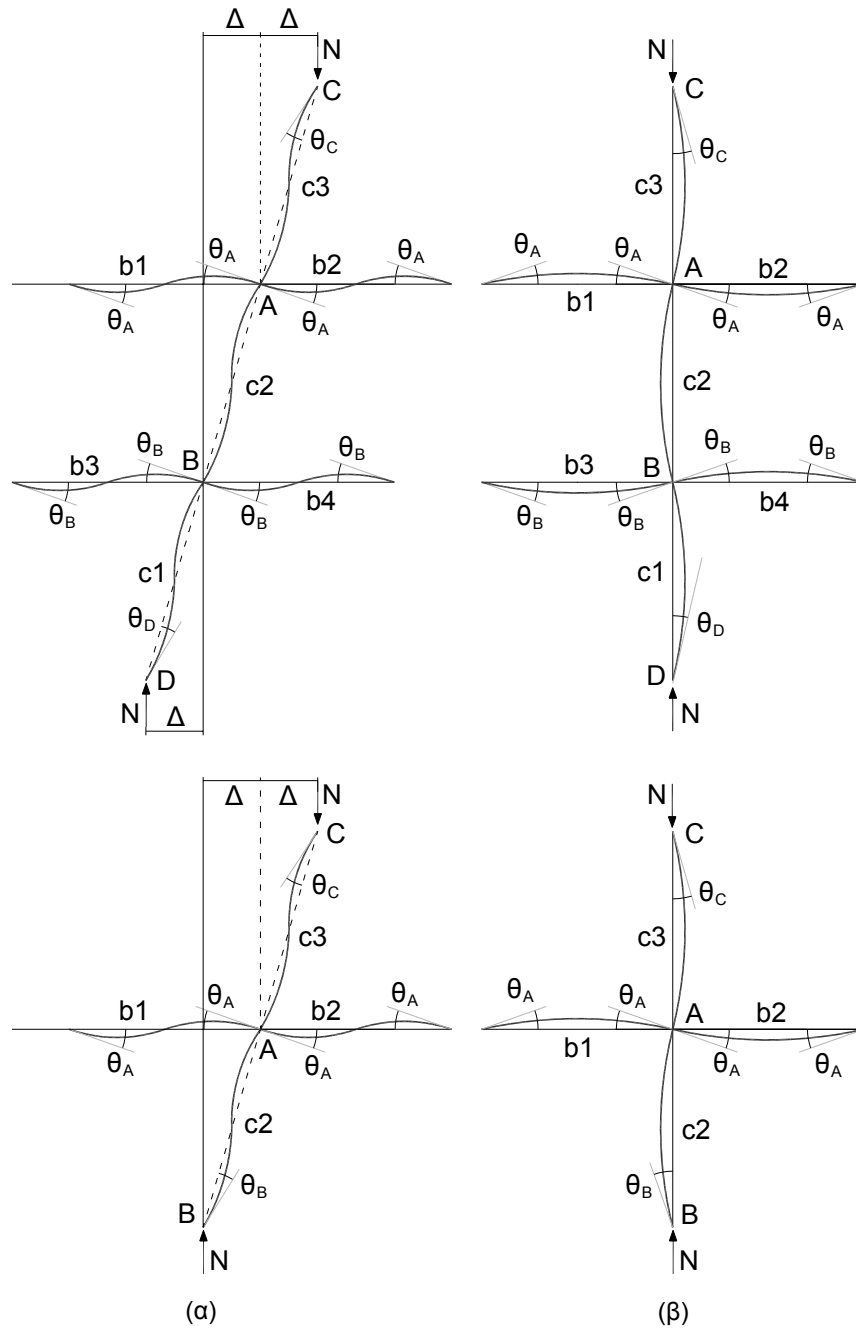
1. Το προς εξέταση στοιχείο ανήκει σε πλαίσιο σχεδόν ομοιόμορφο καθ' ύψος και κατά μήκος. Το «σχεδόν ομοιόμορφο» έχει την έννοια, ότι δεν είναι αυστηρή η απαίτηση της ομοιομορφίας. Είναι πάντως γεγονός ότι η μέθοδος είναι τόσο ακριβέστερη όσο πιο ομοιόμορφο είναι το πλαίσιο στο οποίο ανήκει το προς εξέταση στοιχείο.
2. Οι αξονικές δυνάμεις των δοκών του πλαισίου είναι αμελητέες.
3. Οι γωνίες στροφής των δοκών στα δυο άκρα τους, είναι ίσες και ίσης φοράς στην περίπτωση μεταθετών πλαισίων (δηλαδή οι δοκοί παραμορφώνονται με διπλή καμπυλότητα), ενώ είναι ίσες και αντίθετες στην περίπτωση των αμετάθετων πλαισίων (δηλαδή οι δοκοί παραμορφώνονται με απλή καμπυλότητα)
4. Η συμπεριφορά όλων των στοιχείων του πλαισίου είναι γραμμικά ελαστική.
5. Τα υποστυλώματα του πλαισίου φορτίζονται από αξονικές θλιπτικές δυνάμεις και έχουν ίσες τις χαρακτηριστικές παραμέτρους ( $k \cdot L$ ), (όπου  $k = \sqrt{N/EI}$ ).
6. Όλα τα υποστυλώματα του πλαισίου αστοχούν από λυγισμό, ταυτόχρονα.

Η φιλοσοφία της μεθόδου, έγκειται στην «απόσπασση» του προς εξέταση στοιχείου από το πλαίσιο μαζί με τα «περιβάλλοντα» του οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία, με στόχο τον προσδιορισμό των συνωριακών συνθηκών στα άκρα του. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται ο σχηματισμός ενός απλοποιημένου μοντέλου με το οποίο είναι δυνατή η εφαρμογή κλασσικών διαδικασιών υπολογισμού του φορτίου λυγισμού (Σχήμα 5.9). Θα πρέπει βέβαια να τονιστεί ότι το αποσπώμενο τμήμα του πλαισίου είναι διαφορετικό για την περίπτωση υποστυλωμάτων ανωδομής και διαφορετικό για την περίπτωση των υποστυλωμάτων που βρίσκονται στο επίπεδο της θεμελίωσης του πλαισίου, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.9. Δεδομένου του γεγονότος ότι ακρογωνιαίος λίθος της μεθόδου είναι η παραδοχή για την παραμορφωμένη μορφή του αποσπασθέντος τμήματος του πλαισίου, γίνεται διάκριση μεταξύ των αμετάθετων και των μεταθετών πλαισίων (βλέπε σχήμα 5.10). Επομένως λαμβάνεται υπόψη το γεγονός ότι η μεταθετότητα ή η μη μεταθετότητα του πλαισίου επηρεάζει τις «ιδιομορφές λυγισμού» των κατακορύφων στοιχείων.



**Σχήμα 5.9** Τα τρία βήματα για την κατάστρωση του μοντέλου υπολογισμού του μήκους λυγισμού ενός υποστυλώματος.

Όπως φαίνεται από την συνδυασμένη μελέτη των σχημάτων 5.9 και 5.10, είναι καθοριστικής σημασίας η παραδοχή που γίνεται για τις συνοριακές συνθήκες στα άκρα των υποστυλωμάτων c1 και c3 (D και C αντίστοιχα). Η μέθοδος δίνει τη δυνατότητα θεώρησης διαφόρων συνοριακών συνθηκών στα άκρα των υποστυλωμάτων αυτών (είτε της πλήρους πάκτωσης στους κόμβους όπου καταλήγουν, είτε της αρθρωτής σύνδεσης στους κόμβους αυτούς). Επιπλέον δίνεται και η δυνατότητα θεώρησης και ημιάκαμπτων συνδέσεων στα άκρα των δοκών b1 – b4, δυνατότητα που βρίσκει κυρίως εφαρμογή στην περίπτωση των μεταλλικών κατασκευών.



**Σχήμα 5.10** Παραδοχή για την ιδιομορφή λυγισμού του «αποσπώμενου» τμήματος στην περίπτωση μεταθετού (α) και αμετάθετου πλαισίου (β)

Τελικό εξαγόμενο της μεθόδου είναι ο συντελεστής  $\beta$  (βλ. Σχήμα Σ14.1 και Σχήμα 14.2 του ΕΚΟΣ/2000) ο οποίος πολλαπλασιάζεται με το εύκαμπτο μήκος του στοιχείου οδηγεί στον τελικό υπολογισμό του ισοδύναμου μήκους λύγισμού μέσω της σχέσης:

$$L_{cr} = L_0 = \beta \cdot L_c \tag{5.29}$$

Όπου  $L_c$  είναι το μήκος του εύκαμπτου τμήματος του υποστυλώματος.

Αποδεικνύεται (βλ. π.χ. [14]) ότι η εξίσωση από την οποία προκύπτει η τιμή του συντελεστή  $\beta$  (με βάση τις παραδοχές που παρουσιάστηκαν πιο πάνω) είναι για την περίπτωση των αμετάθετων πλαισίων:

$$\frac{K_A \cdot K_B}{4} \cdot \left(\frac{\pi}{\beta}\right)^2 + \frac{K_A + K_B}{2} \cdot \left[1 - \frac{\left(\frac{\pi}{\beta}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{\beta}\right)}\right] + \frac{2 \cdot \tan\left(\frac{\pi}{2 \cdot \beta}\right)}{\left(\frac{\pi}{\beta}\right)} - 1 = 0 \quad (5.30)$$

Όπου στην παραπάνω σχέση:

$$K_A = \frac{\sum_A \left(\frac{EI}{L}\right)_c}{\sum_A \left[ a_{uf} \left(\frac{EI}{L}\right) \right]_b} \geq 0.4 \quad K_B = \frac{\sum_B \left(\frac{EI}{L}\right)_c}{\sum_B \left[ a_{uf} \left(\frac{EI}{L}\right) \right]_b} \geq 0.4 \quad (5.31\alpha,\beta)$$

Όπου οι δείκτες  $c$ ,  $b$  δηλώνουν ότι τα μεγέθη στα οποία προστίθενται αναφέρονται σε υποστυλώματα και δοκούς αντίστοιχα. Επίσης  $a_{uf}$  είναι ο συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες πακτώσεως της δοκού στο απέναντι άκρο της. Οι συντελεστές  $K_A$  και  $K_B$  συντίθενται από τα στοιχεία που συντρέχουν στους κόμβους  $A$  και  $B$  (συμπεριλαμβανομένου φυσικά και του προς εξέταση υποστυλώματος  $c_2$ , βλ. Σχήμα 5.10), και προκύπτουν από τις εξισώσεις ισορροπίας των ροπών των κόμβων αυτών.

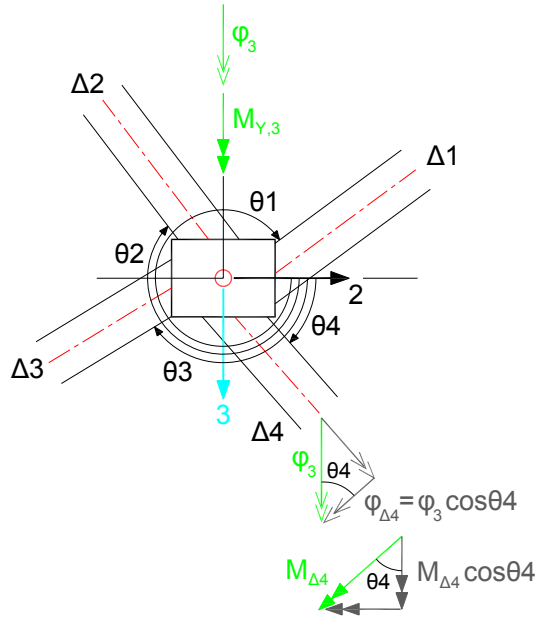
Για την περίπτωση των μεταθετών πλαισίων ισχύει η παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{K_A \cdot K_B \cdot \left(\frac{\pi}{\beta}\right)^2 - 36}{6 \cdot (K_A + K_B)} - \frac{\left(\frac{\pi}{\beta}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{\beta}\right)} = 0 \quad (5.32)$$

Οι εξισώσεις (5.30) και (5.32) συντίθενται και έπειτα λύνονται από το ΟΣΚ με αριθμητική μέθοδο.

Θα πρέπει τέλος να γίνει και η εξής επισήμανση: Όπως ήδη τονίστηκε ο έλεγχος των υποστυλωμάτων έναντι των φαινομένων β' τάξης, θα πρέπει να γίνει στα δύο τοπικά επίπεδα της διατομής τους. Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να σχηματιστούν και να λυθούν οι εξισώσεις (5.30) και (5.32) δύο φορές: μία φορά για κάμψη του υποστυλώματος μέσα στο τοπικό επίπεδο 1-2, και μία φορά για κάμψη του υποστυλώματος μέσα στο τοπικό επίπεδο 1-3. Η διαδικασία αυτή εισάγει το πρόβλημα του υπολογισμού των συντελεστών  $K_A$  και  $K_B$  για τα δύο επίπεδα κάμψης. Ωστόσο στην γενική περίπτωση, τα πλαίσια στα οποία «συμμετέχει» ένα υποστυλώμα έχουν διευθύνσεις που δεν ταυτίζονται με τις διευθύνσεις των δύο τοπικών επιπέδων της διατομής του. Επομένως θα πρέπει να γίνουν κάποιες παραδοχές έτσι ώστε να μπορεί να γίνει εφαρμογή των σχέσεων (5.31α,β) στην γενική περίπτωση, και όχι για μόνο για τις ιδεατές περιπτώσεις υποστυλωμάτων στα οποία συντρέχουν δοκοί σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις και μάλιστα οι διευθύνσεις αυτές συμπίπτουν με τους τοπικούς άξονες της διατομής. Πρόκειται για ένα πρόβλημα ανάλογο με αυτό που παρουσιάστηκε για την περίπτωση υπολογισμού των ικανοτικών ροπών κάμψης (βλ. παράγραφο 5.4.2.1.1. του παρόντος κειμένου).

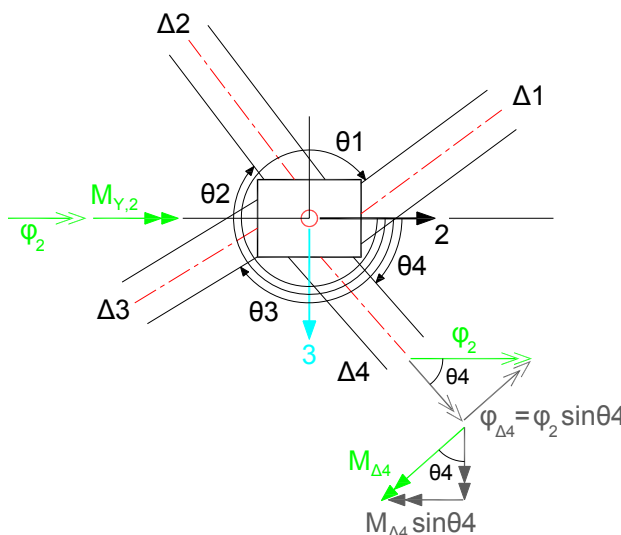
Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού, το ΟΣΚ κάνει αναγκαστικά συγκεκριμένες παραδοχές προκειμένου να εφαρμόσει την παραπάνω περιγραφόμενη διαδικασία στην γενική περίπτωση, κατά την οποία ο λυγισμός των κατακορύφων στοιχείων δεν λαμβάνει χώρα εντός ενός από τα δύο κύρια επίπεδα των στοιχείων. Επομένως γίνεται η βασική παραδοχή ότι υπάρχει αποσύζευξη της λειτουργίας ενός υποστυλώματος στα δύο τοπικά επίπεδα κάμψης. Έτσι είναι δυνατή η εφαρμογή των σχέσεων (5.31α,β) τροποποιημένων όμως κατάλληλα, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη το γεγονός ότι οι συντρέχουσες στην κεφαλή και στον πόδα του υπό εξέταση υποστυλώματος δοκοί δεν έχουν τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων της διατομής του.



**Κάμψη / Λυγισμός στο τοπικό επίπεδο 1-2**

$$K_{A,3} = \frac{\sum_A \left( \frac{EI}{L} \right)_c}{\sum_A \left[ a_{uf} \left( \frac{EI}{L} \right) \cos^2 \theta_i \right]_b} \geq 0.4$$

$$K_{B,3} = \frac{\sum_B \left( \frac{EI}{L} \right)_c}{\sum_B \left[ a_{uf} \left( \frac{EI}{L} \right) \cos^2 \theta_i \right]_b} \geq 0.4$$



**Κάμψη / Λυγισμός στο τοπικό επίπεδο 1-3**

$$K_{A,2} = \frac{\sum_A \left( \frac{EI}{L} \right)_c}{\sum_A \left[ a_{uf} \left( \frac{EI}{L} \right) \sin^2 \theta_i \right]_b} \geq 0.4$$

$$K_{B,2} = \frac{\sum_B \left( \frac{EI}{L} \right)_c}{\sum_B \left[ a_{uf} \left( \frac{EI}{L} \right) \sin^2 \theta_i \right]_b} \geq 0.4$$

**Σχήμα 5.11** Διαδικασία υπολογισμού των συντελεστών  $K_A$ ,  $K_B$  στην γενική περίπτωση ενός κόμβου χωρικού πλαισίου.

ii. Έλεγχος λυγηρότητας υποστυλωμάτων.

Μετά τον υπολογισμό του ισοδύναμου μήκους λυγισμού, το ΟΣΚ εκτελεί την διαδικασία ελέγχου της λυγηρότητας του υποστυλώματος ως εξής:

- Υπολογισμός της ακτίνας αδράνειας της διατομής του υποστυλώματος:

$$i = \sqrt{I/A} \quad (5.33)$$

Όπου  $I$  η ροπή αδράνειας της διατομής του υποστυλώματος η οποία εισάγεται στην παραπάνω σχέση με την τιμή της που αντιστοιχεί στο επίπεδο κάμψης για το οποίο γίνεται ο έλεγχος φαινομένων β' τάξης.  $A$  είναι η επιφάνεια της διατομής.

- Υπολογισμός της λυγηρότητας του υποστυλώματος:

$$\lambda = L_{cr} / i \quad (5.34)$$

Σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ/2000 τέσσερις είναι οι περιπτώσεις που μπορούν να προκύψουν από τον έλεγχο της λυγηρότητας  $\lambda$ :

1.  $\lambda < \max(25, 15/\sqrt{v_d}) \rightarrow$  Δεν απαιτείται έλεγχος λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα β' τάξης.
2.  $\max(25, 15/\sqrt{v_d}) < \lambda < 140 \rightarrow$  Απαιτείται έλεγχος με την βοήθεια της μεθόδου του προτύπου υποστυλώματος που περιγράφεται στην παράγραφο 14.4.7.1 του κανονισμού.
3.  $\lambda > 140 \rightarrow$  Απαιτείται έλεγχος με ακριβέστερες μεθόδους.
4. Δεν επιτρέπονται τιμές λυγηρότητας μεγαλύτερες του 200.

Στις παραπάνω σχέσεις  $v_d$  είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη του βασικού συνδυασμού δράσεων  $1.35G+1.50Q$ :

$$v_d = |N_{sd}(1.35G+1.50Q)| / (A_c \cdot f_{cd}) \quad (5.35)$$

Επομένως:

- **ΟΤΑΝ  $\lambda < \max(25, 15/\sqrt{v_d})$ :** Ο ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ  $1.35G+1.50Q$  ΓΙΝΕΤΑΙ ΜΕ ΤΙΣ ΤΙΜΕΣ  $N_{sd}$ ,  $M_{sd,2}$  και  $M_{sd,3}$  ΠΟΥ ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΝ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΘΕΩΡΙΑ Α' ΤΑΞΗΣ.
- **ΟΤΑΝ  $\max(25, 15/\sqrt{v_d}) < \lambda < 140$  ΤΟΤΕ ΣΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ, ΘΑ ΠΡΕΠΕΙ ΝΑ ΣΥΝΥΠΟΛΟΓΙΣΤΕΙ ΚΑΙ Η ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ Β' ΤΑΞΗΣ ΜΕΣΩ ΤΗΣ ΕΠΑΥΞΗΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΜΠΤΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΛΟΓΩ ΤΩΝ ΠΡΟΣΘΕΤΩΝ ΡΟΠΩΝ ΠΟΥ ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΝΤΑΙ ΕΞΑΙΤΙΑΣ ΤΩΝ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΩΝ Β' ΤΑΞΗΣ ΚΑΙ ΤΩΝ ΠΡΟΣΘΕΤΩΝ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΩΝ ΕΞΑΙΤΙΑΣ ΤΩΝ ΑΤΕΛΕΙΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.**

Ο υπολογισμός της συνολικής εκκεντρότητας  $e_{tot}$ , γίνεται ως εξής:

1. Προσδιορισμός εκκεντροτήτων α' τάξης  $e_{0i}$ . Για τις εκκεντρότητες αυτές ισχύει ως γνωστόν  $M_{sd,2}/N_{sd}$  (και αντίστοιχα  $M_{sd,3}/N_{sd}$ ). Επιπλέον οδηγίες δίνονται στην παράγραφο 14.4.4.
2. Προσδιορισμός των εκκεντροτήτων  $e_a$  και  $e_2$ .
  - (α) Πρόσθετη εκκεντρότητα  $e_a$  από την παράγραφο 14.4.3 σύμφωνα με τη σχέση:

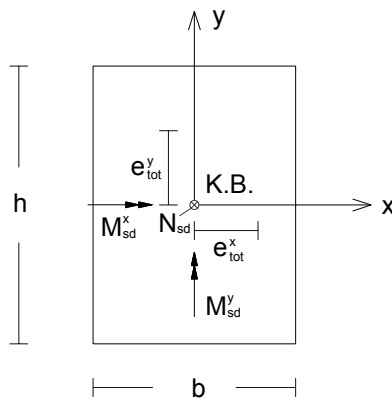
$$e_a = \left( \frac{1}{100 \cdot \sqrt{L_c}} \right) \cdot \frac{L_{cr}}{2} \quad (5.36)$$

(β) Εκκεντρότητα  $e_2$  με μεθοδολογία που εξαρτάται από την τιμή της λυγηρότητας  $\lambda$ . Για την δεδομένη περίπτωση όπου ισχύει  $\lambda < 140$ , μπορεί να γίνει υπολογισμός με την βοήθεια της μεθόδου του προτύπου υποστυλώματος, που περιγράφεται αναλυτικά στην παράγραφο 14.4.7.1 του Κανονισμού. Πρόκειται για μία μέθοδο η οποία στηρίζεται σε πολλές παραδοχές οι οποίες κατά κανόνα δεν εκπληρώνονται στα συνήθη κτίρια. Ωστόσο εφόσον δεν είναι διαθέσιμες πιο ακριβείς μέθοδοι θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί με πολύ όμως σκεπτικισμό.

Έτσι η συνολική τελική εκκεντρότητα  $e_{tot}$  με την οποία θα πρέπει να υπολογιστούν τα μεγέθη σχεδιασμού μίας διατομής για την περίπτωση που επιβάλλεται να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα β' τάξης κατά τον έλεγχο για τον βασικό συνδυασμό δράσεων, είναι:

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2 \tag{5.37}$$

3. Προσδιορισμός των μεγεθών σχεδιασμού που λαμβάνουν υπόψη τα φαινόμενα β' τάξης: Σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα:



$$e_{tot}^x = e_0^x + e_a^x + e_2^x$$

$$e_{tot}^y = e_0^y + e_a^y + e_2^y$$

Μεγέθη σχεδιασμού α' τάξης

$$N_{sd} \quad (M_{sd}^x)^\alpha = M_{sd}^x \quad (M_{sd}^y)^\alpha = M_{sd}^y$$

Μεγέθη σχεδιασμού β' τάξης

$$N_{sd} \quad (M_{sd}^x)^\beta = M_{sd}^x + N_{sd} (e_a^x + e_2^x) \quad (M_{sd}^y)^\beta = M_{sd}^y + N_{sd} (e_a^y + e_2^y)$$

Στην περίπτωση υποστυλωμάτων υπό διαξονική κάμψη (που αποτελεί την μοναδική περίπτωση που μπορεί να προκύψει στην πράξη), ο κανονισμός δίνει τη δυνατότητα «διάσπασης» των ελέγχων, σε δυο ανεξάρτητους ελέγχους μονοαξονικής κάμψης υπό την προϋπόθεση ισχύος των συνθηκών της παραγράφου 14.4.7.2 στην οποία δίνονται και κάποιες ακόμα λεπτομέρειες για τους ελέγχους. Ωστόσο και η διαδικασία αυτή είναι στηριγμένη σε παραδοχές που δεν μπορούν σε πολλές περιπτώσεις να εκπληρωθούν (π.χ. αναφέρεται μόνον σε ορθογωνικές διατομές). Έτσι η εφαρμογή της είναι αμφιβόλου αξιοπιστίας.

- Όταν  $\lambda > 140$  τότε θα πρέπει και πάλι να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα β' τάξης, όμως για τον υπολογισμό της εκκεντρότητας  $e_2$  δεν μπορεί να γίνει χρήση της μεθοδολογίας του προτύπου υποστυλώματος. Απαιτείται σύμφωνα με τον Κανονισμό η εφαρμογή ακριβέστερων μεθόδων για τις οποίες δεν κάνει κάποια ιδιαίτερη αναφορά.

**Κλείνοντας το κεφάλαιο της περιγραφής των ελέγχων των φαινομένων β' τάξης όπως το αντιμετωπίζει το ΟΣΚ, θα πρέπει να σημειωθεί ότι:**

**Φιλοσοφία και πρόταση του ΟΣΚ – παρά το γεγονός ότι εφαρμόζει την διαδικασία που περιγράφηκε πιο πάνω – είναι η αποφυγή προσφυγής σε τέτοιες αμφιβόλου αξιοπιστίας προσεγγιστικές μεθόδους. Για το σκοπό αυτό, προτείνεται η προσπάθεια εκπλήρωσης του κριτηρίου  $\lambda < \max(25, 15/\psi_d)$  έτσι**

**ώστε να μην είναι αναγκαία η θεώρηση των επιρροών β' τάξης. Κάτι τέτοιο είναι εύκολα εφικτό σε κατασκευές Ο/Σ.**

#### 5.4.2.4 Έλεγχος επάρκειας της επιφάνειας σκυροδέματος (ΕΚΟΣ/2000, §18.4.2)

Σύμφωνα με την παράγραφο 18.4.2 του ΕΚΟΣ/2000, για να εξασφαλιστεί επαρκής πλαστιμότητα σε υποστυλώματα Μ.Α.Α.Π. πρέπει η διατομή τους να έχει τέτοιο εμβαδόν, έτσι ώστε να πληρούται η συνθήκη:

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0.65 \Rightarrow CR = \frac{v_d}{0.65} \quad (5.38)$$

για τους συνδυασμούς δράσεων με σεισμό (δηλαδή για όλες τις συνιστώσες του σεισμικού συνδυασμού  $G+\psi_2 Q \pm E$  που δίνονται στην σχέση 5.24). Αν δεν ικανοποιείται η παραπάνω σχέση, απαιτείται προφανώς αύξηση των διαστάσεων της διατομής.

**Το ΟΣΚ εφαρμόζει την παραπάνω σχέση για υποστυλώματα Μ.Α.Α.Π., εισάγοντας ως αξονική δύναμη  $N_{sd}$  την μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή θλιπτική δύναμη από τις αξονικές δυνάμεις της κεφαλής και του πόδα του υποστυλώματος που προκύπτουν από τη σχέση 5.24. Ο έλεγχος εκτελείται από το πρόγραμμα, για τις αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν και από τις τέσσερις αναλύσεις της ΔΦΜ, ή τους τέσσερις συνδυασμούς στατικών φορτίσεων της ΑΦΜ.**

#### 5.4.2.5 Έλεγχος περίσφιξης (ΕΚΟΣ/2000, §18.4.4.2)

Στις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων Μ.Α.Α.Π. ο ΕΚΟΣ/2000 στην παράγραφο 18.4.4.2 επιβάλλει την τοποθέτηση ικανοποιητικού εγκάρσιου οπλισμού περίσφιξης. Ο έλεγχος αυτός μπορεί να μην γίνει εφόσον τα υποστυλώματα ανήκουν σε κτίριο με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα (σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.2β του ΕΑΚ/2000), αν όμως επιπλέον το ποσοστό της τέμνουσας που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα είναι μεγαλύτερο του 75% (δηλ.  $n_v > 0.75$  σύμφωνα με τη σχέση 4.8 του ΕΑΚ/2000).

**Το ΟΣΚ για λόγους ασφάλειας εκτελεί τον συγκεκριμένο έλεγχο ανεξαρτήτως της τιμής του  $n_v$  που θα προκύψει από τον σχετικό έλεγχο που κάνει το ΡΑΦ, για όλα τα υποστυλώματα Μ.Α.Α.Π.. Ακολουθώντας την γενική του φιλοσοφία, το ΟΣΚ προχωρά στον έλεγχο επάρκειας του τοποθετούμενου εγκάρσιου οπλισμού περίσφιξης, και όχι στον υπολογισμό του.**

Η διαδικασία ελέγχου από το ΟΣΚ είναι η ακόλουθη:

(Α) Υπολογίζεται ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης από την παρακάτω σχέση:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (5.39)$$

(i) Ο συντελεστής  $\alpha_n$  εξαρτάται από την διάταξη του εγκάρσιου οπλισμού (δηλ. των συνδετήρων) στην διατομή. Υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \left( \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} \right) \quad (5.40)$$

Στην σχέση αυτή:

$n$  είναι ο αριθμός «κορυφών» συνδετήρων ή «κόμβων» με εγκάρσιους συνδέσμους που συγκρατούν διαμήκεις ράβδους.

$b_i$  είναι η απόσταση μεταξύ διαδοχικών «κορυφών» ή «κόμβων».

$A_0$  το εμβαδόν της διατομής του περισφιγμένου σκυροδέματος.

(ii) Ο συντελεστής  $\alpha_s$  εξαρτάται από την απόσταση δύο διαδοχικών στρώσεων εγκάρσιου οπλισμού περίσφιξης και υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_0}\right)^2 \quad \text{Για τετραγωνικές διατομές} \quad (5.41\alpha)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_0}\right) \quad \text{Για ορθογωνικές διατομές} \quad (5.41\beta)$$

Όπου  $s'$  είναι η καθαρή απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών στρώσεων συνδετήρων, και  $b_0/d_0$  είναι οι διαστάσεις του πυρήνα της διατομής ( $A_0=b_0^2$  ή  $A_0=b_0 \cdot d_0$ ).

Στην περίπτωση των υποστυλωμάτων με διατομή Γ, Τ, ή σταυροειδή, το ΟΣΚ υιοθετεί την ακόλουθη διαδικασία: Γίνεται εφαρμογή της σχέσης (5.41α) με τιμή για το πλάτος  $b_0$  υπολογισμένη ως εξής:

1. Υπολογίζεται το εμβαδόν της επιφάνειας του περισφιγμένου σκυροδέματος  $A_0$ .
2. Θεωρώντας ότι στους υπολογισμούς μπορεί να ληφθεί υπόψη μία ιδεατή διατομή με κατά προσέγγιση ομοίμορφη περίσφιξη, θεωρείται μία ιδεατή ισοδύναμη τετραγωνική διατομή η οποία έχει εμβαδόν επιφάνειας περισφιγμένου σκυροδέματος  $A_0$  ίσο με αυτό της πραγματικής διατομής. Άρα το  $b_0$  μπορεί μέσα στα πλαίσια της παραδοχής αυτής να υπολογιστεί από την παρακάτω σχέση:

$$b_0 = \sqrt{A_0} \quad (5.42)$$

Όσον αφορά στις κυκλικές διατομές ισχύει η σχετική σχέση που δίνει ο ΕΚΟΣ/2000. Έτσι συγκεντρωτικά οι χρησιμοποιούμενες σχέσεις για τον υπολογισμό του  $\alpha_s$  είναι:

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΣΧΕΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ $\alpha_s$	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ
Τετραγωνική	$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right)^2$	Το $b_0$ προκύπτει από την σχέση: $b_0 = \sqrt{A_0}$
Ορθογωνική	$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot d_0}\right)$	Τα $b_0, d_0$ προκύπτουν ως εξής: $b_0 = b - 2 \cdot (c + \Phi_w / 2)$ $d_0 = d - 2 \cdot (c + \Phi_w / 2)$ Όπου $c$ =επικάλυψη, $b/d$ =πλήρεις διαστάσεις διατομής, $\Phi_w$ =διάμετρος εξωτερικού συνδετήρα.
Γωνιακή Γ	$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right)^2$	Το $b_0$ προκύπτει από την σχέση: $b_0 = \sqrt{A_0}$
Σταυροειδής		
Διατομή Τ		
Κυκλική	$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right)$	Ισχύει και για ορθογωνική ή τετραγωνική διατομή με σπειροειδή οπλισμό

Για τις διατομές L με γωνία σκελών διάφορη των 90° ο υπολογισμός του  $\alpha_s$  γίνεται ως εξής:

α. Υπολογίζεται το εμβαδόν της επιφάνειας του περισφιγμένου σκυροδέματος  $A_0$  όπως ακριβώς και στις άλλες διατομές. Το εμβαδόν αυτό αφορά στην επιφάνεια του περισφιγμένου σκυροδέματος στο επίπεδο της στρώσης των συνδετήρων.

β. Υπολογίζεται το εμβαδόν  $A_0'$  που είναι η επιφάνεια του ενεργώς περισφιγμένου σκυροδέματος σε διατομή που βρίσκεται στο ήμισυ της απόστασης μεταξύ δύο διαδοχικών στρώσεων συνδετήρων.

Το εμβαδόν αυτό υπολογίζεται θεωρώντας ότι η ενεργώς περισφιγμένη επιφάνεια  $A_0'$  ορίζεται από την περίμετρο η οποία προκύπτει μετά από παράλληλη μετάθεση των πλευρών που ορίζουν το εμβαδόν  $A_0$  κατά  $0.25s$  (όπου  $s$  η απόσταση των συνδετήρων).

γ. Ο συντελεστής  $\alpha_s$  υπολογίζεται από τη σχέση:  $\alpha_s = A_0' / A_0$ .

(Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές του  $\alpha_s$  που δίνονται στον παραπάνω πίνακα είναι ειδικές περιπτώσεις οι οποίες προκύπτουν από την εφαρμογή της σχέσης  $\alpha_s = A_0' / A_0$ ).

(Β) Υπολογίζεται το ογκομετρικό ποσοστό του υπάρχοντος (τοποθετημένου) οπλισμού περίσφιξης από τη σχέση:

$$\omega_{wd, \text{τοπ.}} = \left[ \frac{\text{Όγκος κλειστών συνδετήρων}}{\text{Όγκος περισφιγμένου πυρήνα}} \right] \cdot \left[ \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] = \left[ \frac{V_w}{V_0} \right] \cdot \left[ \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (5.43)$$

(Γ) Υπολογίζεται το απαιτούμενο ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιξης από τη σχέση:

$$\alpha \cdot \omega_{wd, \text{απαιτ.}} = 0.85 \cdot v_d \cdot \left( 0.35 \cdot \frac{A_c}{A_0} + 0.15 \right) - 0.035 \quad (5.44)$$

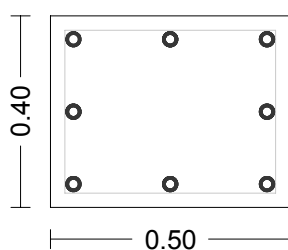
με την προϋπόθεση ότι το  $\omega_{wd, \text{απαιτ.}}$  που θα προκύψει από την παραπάνω σχέση, δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο του 0.10, δηλ.  $\omega_{wd, \text{απαιτ.}} \geq 0.10$ .

$v_d$  = το ανηγμένο αξονικό φορτίο όπως υπολογίζεται από τη σχέση (5.38) όπου ως αξονικό φορτίο  $N_{sd}$  λαμβάνεται στην συγκεκριμένη περίπτωση μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή θλιπτική δύναμη από τις αξονικές δυνάμεις της κεφαλής και του πόδα του υποστυλώματος που προκύπτουν από τη σχέση 5.24.

$A_c$  το εμβαδόν ολόκληρης της διατομής σκυροδέματος του υποστυλώματος.

Για να γίνει πιο σαφής η διαδικασία εκτέλεσης των υπολογισμών του ελέγχου περίσφιξης από το ΟΣΚ παρατείνεται το παρακάτω παράδειγμα που αφορά ένα υποστύλωμα ορθογωνικής διατομής. Η ιδιαιτερότητα του παραδείγματος έγκειται κυρίως στο γεγονός ότι το υποστύλωμα είναι σκοπίμως περισφιγμένο με ελλιπή οπλισμό περίσφιξης, όπως θα αναλυθεί παρακάτω.

#### ΔΕΔΟΜΕΝΑ



Σκυρόδεμα C16/20:  $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$

Χάλυβας S400:  $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

Διαμήκης οπλισμός: 8Φ18 (με τη διάταξη του διπλανού σκαριφήματος)

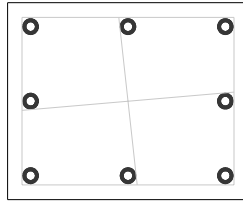
Συνδετήρες: Φ10/10 στα κρίσιμα μήκη

Επικάλυψη: 3cm

Αξονική δύναμη σχεδιασμού:  $N_{sd} = 795.356$

#### ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Η διάταξη του εγκάρσιου οπλισμού του παραπάνω σχήματος δεν είναι σωστή, διότι θα έπρεπε να συγκρατούνται είτε με εγκάρσιους συνδέσμους, είτε με γωνίες συνδετήρων και οι διαμήκεις ράβδοι που βρίσκονται στα μέσα των πλευρών. Έτσι η σωστή διάταξη θα έπρεπε να είναι η εξής:



Ωστόσο, οι περαιτέρω υπολογισμοί θα γίνουν με την αρχική-λάθος διάταξη για να φανεί η σκοπιμότητα της συγκράτησης με συνδετήρες όλων των περιμετρικών ράβδων της συγκεκριμένης διατομής.

### ΕΛΕΓΧΟΣ

#### 1. Υπολογισμός του μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού του ολισμού περίσφιξης

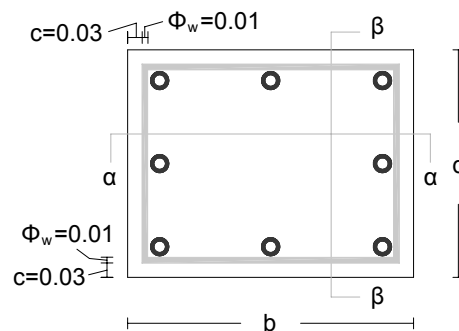
Ο υπολογισμός του  $\omega_{wd}$  γίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης:

$$\omega_{wd, \text{τοπ.}} = (\rho_x + \rho_y) \cdot \left[ \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] = 2 \cdot \min(\rho_x, \rho_y) \cdot \left[ \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] = \rho_{\text{τοπ.}} \cdot \left[ \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

Για τον υπολογισμό αυτό θα πρέπει να είναι γνωστά τα ποσοστά των συνδετήρων  $\rho_x$  και  $\rho_y$  στις διευθύνσεις των δυο τοπικών αξόνων της διατομής του υποστυλώματος. Για τον υπολογισμό αυτό, το ΟΣΚ ακολουθεί μία διαφορετική διαδικασία στα πλαίσια της οποίας υπολογίζεται απευθείας το ποσοστό  $\rho$ . Πρόκειται για την εφαρμογή της παρακάτω σχέσης η οποία δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού του ποσοστού  $\rho$  σε οποιασδήποτε μορφής διατομή με οποιαδήποτε διάταξη συνδετήρων. Η σχέση αυτή είναι:

$$\rho = \frac{L_h \cdot A_{sw, \text{συνδ.}}}{A_0 \cdot s}$$

Όπου όλοι οι όροι είναι γνωστοί εκτός του  $L_h$  το οποίο είναι το συνολικό μήκος όλων των σκελών όλων των συνδετήρων της διατομής.



Έτσι με βάση το παραπάνω σχήμα προκύπτουν:

$$\rho_{\text{τοπ.}} = \frac{L_h \cdot A(\Phi_{10})}{A_0 \cdot s} = \frac{152 \cdot 0.7854}{(34 \cdot 44) \cdot 10} = 7.98 \cdot 10^{-3}$$

$$\omega_{wd, \text{τοπ.}} = \rho_{\text{τοπ.}} \cdot \left[ \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] = 7.98 \cdot 10^{-3} \cdot \left[ \frac{347.826}{10.66667} \right] = 0.26$$

## 2. Υπολογισμός του απαιτούμενου ογκομετρικού ποσοστού οπλισμού περίσφιξης

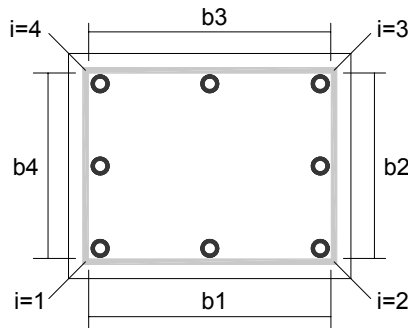
Ο υπολογισμός αυτός γίνεται σύμφωνα με την σχέση (5.44). Με βάση τα δεδομένα της διατομής:

$$A_c = b \cdot d = 0.5 \cdot 0.4 = 0.20 \text{m}^2$$

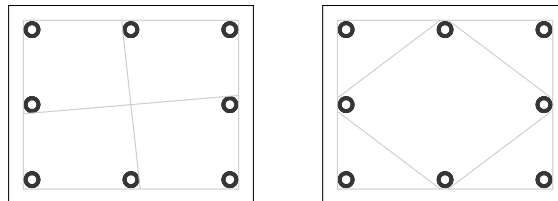
$$A_o = b_o \cdot d_o = [b - 2 \cdot c] \cdot [d - 2 \cdot c] = [0.5 - 2 \cdot (0.03)] \cdot [0.4 - 2 \cdot (0.03)] = 0.1496 \text{m}^2$$

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{795.356}{0.2 \cdot 10.6667 \cdot 10^3} = 0.3728$$

Ο συντελεστής  $\alpha$  είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης και υπολογίζεται από τη σχέση (5.39). Το  $\alpha_n$  υπολογίζεται από την σχέση (5.40) και για τη διατομή που μελετάται, προσδιορίζεται με τη βοήθεια του παρακάτω σχήματος:



Θα πρέπει στο σημείο αυτό να διευκρινιστεί ότι οι αποστάσεις  $b_i$  είναι οι αποστάσεις των διαμήκων ράβδων που αντιστηρίζονται είτε από γωνίες συνδετήρων είτε από εγκάρσιους συνδέσμους (άγκιστρα). Επομένως στο παραδειγμά της διατομής που μελετάται τα  $b_i$  ορίζονται όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, **ΚΑΙ ΔΕΝ** είναι οι αποστάσεις μεταξύ των ράβδων. Αυτό θα ίσχυε αν είχαμε μία από τις παρακάτω διατάξεις:



Έτσι στην περίπτωση που μελετάμε θα έχουμε:

$$b_1 = b_3 = b_o = b - 2 \cdot (c) = 0.5 - 2 \cdot (0.03) = 0.44$$

$$b_2 = b_4 = d_o = d - 2 \cdot (c) = 0.4 - 2 \cdot (0.03) = 0.34$$

$$\alpha_n = 1 - \left( \frac{1}{6 \cdot A_o} \right) \cdot \sum_{i=1}^4 (b_i^2) = 1 - \left( \frac{1}{6 \cdot 0.1496} \right) \cdot \sum (2 \cdot 0.34^2 + 2 \cdot 0.44^2) = 0.311$$

Για τον υπολογισμό του  $\alpha_s$  ισχύει η σχέση (5.41β):

$$\alpha_s = \left( 1 - \frac{s}{2 \cdot b_o} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s}{2 \cdot d_o} \right) = \left( 1 - \frac{0.1}{2 \cdot 0.44} \right) \cdot \left( 1 - \frac{0.1}{2 \cdot 0.34} \right) = 0.756016$$

Έτσι για τον συντελεστή  $\alpha$  προκύπτει τελικά:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.311 \cdot 0.756016 = 0.23512$$

Έτσι για το  $\omega_{wd, απαιτ.}$  προκύπτει:

$$0.23512 \cdot \omega_{wd, απαιτ.} = 0.85 \cdot 0.3728 \cdot \left( 0.35 \cdot \frac{0.2}{0.1496} + 0.15 \right) - 0.035 \Rightarrow 0.23512 \cdot \omega_{wd, απαιτ.} = 0.1608 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \omega_{wd, απαιτ.} = 0.6839 > 0.1$$

Το τοποθετούμενο ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιξης είναι  $\omega_{wd, τοπ} = 0.26$ . Προφανώς έχουμε ανεπάρκεια.

#### 5.4.2.6 Έλεγχος κοντού υποστυλώματος (ΕΚΟΣ/2000, §18.4.9)

Ο χαρακτηρισμός ενός υποστυλώματος ως «κοντού» ή όχι, γίνεται από την σχέση που δίνεται στην παράγραφο 18.4.9.1 των πρόσθετων διατάξεων του ΕΚΟΣ/2000:

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{V_{sd} \cdot h} \quad (5.45)$$

Στην παραπάνω σχέση, η τέμνουσα και η ροπή θα πρέπει να προέρχονται από τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων  $G+\psi_2 \cdot Q \pm E$ . Ο έλεγχος γίνεται στην διατομή του άκρου όπου εμφανίζεται η μέγιστη τιμή της ροπής  $M_{sd}$ . Επίσης, όπου  $h$  είναι η διάσταση της διατομής που είναι παράλληλη προς την διεύθυνση της τέμνουσας. Η σχέση (5.45) ελέγχεται για την καμπτική λειτουργία του υποστυλώματος μέσα στα τοπικά επίπεδα 1-2 και 1-3 της διατομής του.

→ Αν  $\alpha_s < 2.5$  τότε το υποστυλώμα χαρακτηρίζεται ως «κοντό».

→ Αν  $\alpha_s > 2.5$  τότε το υποστυλώμα χαρακτηρίζεται ως κανονικό.

Ο έλεγχος αυτός αφορά μόνον υποστυλώματα τα οποία είναι στοιχεία Μ.Α.Α.Π.

Σε υποστυλώματα τα οποία ο έλεγχος με την σχέση (5.45) υπέδειξε ότι είναι κοντά σε κάποιο από τα δύο (ή και τα δύο) τοπικά επίπεδα κάμψης, εκτελούνται επιπλέον έλεγχοι προκειμένου να διερευνηθεί η ανάγκη για την λήψη ειδικών μέτρων όπλισης.

Σύμφωνα με την παράγραφο 18.4.9.1 του ΕΚΟΣ/2000, **ΔΕΝ** απαιτείται η λήψη ειδικών μέτρων για τα υποστυλώματα τα οποία σύμφωνα με την σχέση (5.45) χαρακτηρίζονται ως κοντά εάν πληροίται μία εκ των δύο παρακάτω προϋποθέσεων:

(α) Εφόσον το υποστυλώμα έχει ελεγχθεί με ικανοτικούς ελέγχους κόμβων στα δύο άκρα του σύμφωνα με την παράγραφο 4.1.4.1 του ΕΑΚ/2000 (πρόκειται για τον έλεγχο αποφυγής σχηματισμού μηχανισμού ορόφου ο οποίος εκτελείται από το ΟΣΚ με διαδικασία που περιγράφεται στην παράγραφο 5.4.2.1.1.).

(β) Όταν και για τα δύο άκρα του υποστυλώματος, ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$M_v + \left( \frac{q}{1.5} \right) \cdot M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.46)$$

Στην παραπάνω σχέση:

$M_v = M_{G+\psi_2 Q}$  = το «κομμάτι» της ροπής σχεδιασμού που αντιστοιχεί στα κατακόρυφα φορτία.

$M_{Ed}$  = το «κομμάτι» της ροπής σχεδιασμού που αντιστοιχεί στα σεισμικά φορτία.

Επομένως η ροπή σχεδιασμού είναι:  $M_{sd} = M_v + M_{Ed}$

$M_{Rd}$  = η ροπή αντοχής σχεδιασμού της ελεγχόμενης διατομής - με βάση φυσικά τον τελικό διαμήκη οπλισμό της – για αξονική δύναμη  $N_{sd}$  που αντιστοιχεί στο σεισμικό συνδυασμό από τον οποίο προκύπτουν και οι ροπές  $M_V$  και  $M_{Ed}$ .

Σύμφωνα με τα σχόλια της παραγράφου 18.4.9.1 η προϋπόθεση (α) δεν μπορεί να τηρηθεί πάντα αξιόπιστα καθώς η πιθανή ύπαρξη ισχυρών διαζωμάτων αυξάνει πολύ την αντοχή των δοκών. Για τον λόγο αυτό πιο αξιόπιστη θεωρείται η εκπλήρωση της συνθήκης (β). Επιπλέον, από τη μελέτη της σχέσης (5.46) προκύπτει ότι όταν για την ανάλυση χρησιμοποιηθεί τιμή για τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q < 1.5$ , τότε δεν υφίσταται ανάγκη για την λήψη ειδικών μέτρων για τα υποστυλώματα τα οποία με βάση τη σχέση (5.45) χαρακτηρίζονται ως κοντά.

Εφόσον για κάποιο κοντό υποστυλώμα δεν πληρούνται καμία από τις δύο παραπάνω προϋποθέσεις, τότε σύμφωνα με την παράγραφο 18.4.9.2 απαιτείται η λήψη των παρακάτω ειδικών μέτρων. Θα πρέπει όμως πρώτα να γίνει αναφορά στην διάκριση που γίνεται από τον κανονισμό μεταξύ των «φύσει» και «θέσει» κοντών υποστυλωμάτων. Τα πρώτα είναι αυτά τα οποία είναι εκ της κατασκευής τους κοντά, ενώ τα δεύτερα μετατρέπονται σε κοντά από την κατασκευή τοίχων το ύψος των οποίων δεν φτάνει ως την κάτω παρειά της υπερκείμενης δοκού (βλ. σχήμα 5.12).

#### «ΦΥΣΕΙ» ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

1. Όλο το μήκος ενός κοντού υποστυλώματος είναι κρίσιμο. Αυτό σημαίνει ότι οι απαιτήσεις περίσφιξης είναι ίδιες σε όλο το μήκος. Επομένως οι συνδετήρες πρέπει να είναι συνεχώς πυκνοί.
2. Η μέγιστη ανεκτή τιμή για την ανηγμένη αξονική δύναμη  $v_d$  είναι ίση με 0.40 (έναντι της τιμής 0.65 για τα κοινά υποστυλώματα) για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων (βλ. παράγραφο 5.4.2.4.).
3. Για τον υπολογισμό των διατμητικών αντοχών  $V_{Rd2}$  και  $V_{Rd3}$  είναι δυνατή η χρήση των εξισώσεων που ισχύουν και για τα κανονικά υποστυλώματα. Θα πρέπει όμως οι αντίστοιχες εξισώσεις να πολλαπλασιάζονται με τον μειωτικό συντελεστή  $\gamma_{Rd} = 0.80$  ενώ οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας θα μπορούσαν να παραμείνουν ίσοι με τις συνηθισμένες τιμές τους.
4. Αν η τιμή του  $a_s$  που υπολογίζεται από την σχέση (5.45) είναι μικρότερη του 1.50, τότε θα πρέπει πέραν του διαμήκους και του εγκάρσιου οπλισμού, να τοποθετείται και δισδιαγώνιος οπλισμός. Για πρακτικούς λόγους ο δισδιαγώνιος οπλισμός θα πρέπει να έχει εμβαδόν  $A_{sd}$  περίπου ίσο με το 30% του συνολικού διαμήκους οπλισμού. Ο οπλισμός αυτός θα πρέπει να συνυπολογισθεί στον διαμήκη οπλισμό κατά το τμήμα της προβολής του στη διεύθυνση του διαμήκους οπλισμού. Δηλαδή το μέγεθος που προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό της επιφάνειας του διαγώνιου οπλισμού με το ημίτονο της γωνίας του συγκεκριμένου οπλισμού με το οριζόντιο επίπεδο θα μπορεί να θεωρηθεί ότι συμβάλλει στον διαμήκη οπλισμό του υποστυλώματος Δηλαδή:

$$A_{sd} \cdot \sin\varphi \rightarrow A_s$$

5. Επίσης, εφόσον τοποθετηθεί δισδιαγώνιος οπλισμός είναι δυνατή η μείωση της τέμνουσας που καλούνται να παραλάβουν οι συνδετήρες, κατά την συμβολή του δισδιαγώνιου οπλισμού η οποία εκτιμάται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$V_d = \gamma_{Rd} \cdot f_{sd} \cdot A_{sd} \cdot \cos\varphi \quad (5.47)$$

Όπου  $\gamma_{Rd} = 0.80$

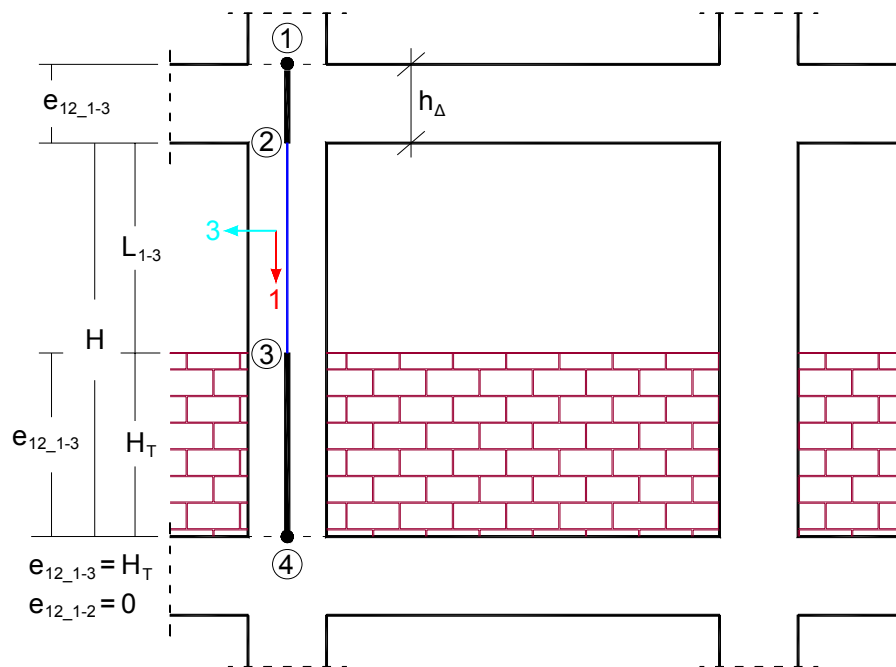
$f_{sd}$  = η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα από τον οποίο αποτελείται ο δισδιαγώνιος οπλισμός

$A_{sd}$  = η συνολική επιφάνεια του δισδιαγώνιου οπλισμού

$\varphi$  = η γωνία του δισδιαγώνιου οπλισμού ως προς το οριζόντιο επίπεδο

#### «ΘΕΣΕΙ» ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

1. Για την ανάλυση αυτών των υποστυλωμάτων θα πρέπει να τοποθετούνται απολύτως στερεοί βραχίονες με ύψος ίσο με το ύψος στο οποίο φτάνει ο τοίχος ο οποίος καθιστά το υποστύλωμα κοντό. Όπως έχει ήδη παρουσιαστεί και στο εγχειρίδιο θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ (παράγραφος 5.3), υπάρχει η δυνατότητα τοποθέτησης αξονικών στερεών βραχιόνων **με διαφορετικά μήκη λειτουργίας** στις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων της διατομής των υποστυλωμάτων. Με την αξιοποίηση αυτής της δυνατότητας μπορεί να εισαχθεί στην διεύθυνση στην οποία υπάρχει τοιχοποιία μέχρι το ύψος στο οποίο αυτή φτάνει, ένας στερεός βραχίονας ο οποίος μπορεί να λειτουργεί μόνον στην συγκεκριμένη διεύθυνση. Έτσι π.χ. για το υποστύλωμα το οποίο παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα, εφόσον υπάρχει μόνον τοιχοποιία παράλληλη με τον τοπικό άξονα 3 της διατομής του, το ΡΑΦ δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να δηλώσει το ύψος της τοιχοποιίας αυτής και έτσι τοποθετείται αυτόματα στο προσομοίωμα στερεός βραχίονας ίσου ύψους ο οποίος ενεργοποιείται μόνον όταν το υποστύλωμα κάμπτεται εντός του τοπικού επιπέδου 1-3.



**Σχήμα 5.12** Αυτόματη τοποθέτηση αξονικών στερεών βραχιόνων σε υποστυλώματα, για την προσομοίωση της λειτουργίας «θέσει» κοντού υποστυλώματος.

Αυτή η δυνατότητα του ΡΑΦ υλοποιεί πλήρως τα γραφόμενα στο εδάφιο 18.4.9.2.7α του ΕΚΟΣ/2009

2. Ισχύουν όλες οι ειδικές διατάξεις 1 έως 5 που εκτέθηκαν προηγουμένως για τα «φύσει» κοντά υποστυλώματα, θεωρώντας ως μήκος κοντού υποστυλώματος  $L=H-H_T$ . Τα μήκη  $H$ ,  $H_T$  ορίζονται με τη βοήθεια του παραπάνω σχήματος 5.12.

3. Ο διαμήκης και ο εγκάρσιος οπλισμός που προκύπτουν από την θεώρηση του κοντού υποστυλώματος μήκους  $L=H-H_T$ , θα πρέπει να διατηρούνται σταθεροί σε όλο το πραγματικό του μήκος  $H$ , το οποίο ταυτίζεται με το μήκος ευκάμπτου τμήματος χωρίς την ύπαρξη της τοιχοποιίας.

Μία πολύ σημαντική παρατήρηση του ΕΚΟΣ/2000 η οποία αφορά κτίρια που έχουν είτε «φύσει» είτε «θέσει» κοντά υποστυλώματα είναι η ακόλουθη που δίνεται στο εδάφιο 18.4.9.2(8):

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  δομημάτων που περιλαμβάνουν «φύσει» ή «θέσει» κοντά υποστυλώματα θα πρέπει να είναι ίσος με:

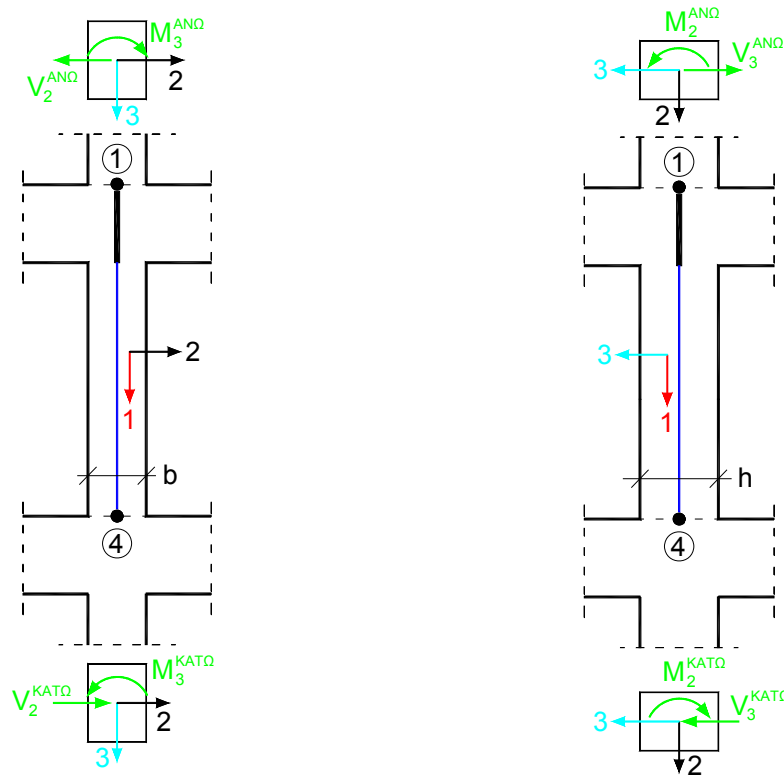
$$q' = \max\{1.5, \alpha_s + 1\} \leq q \tag{5.48}$$

Όπου  $\alpha_s$  ο λόγος διάτμησης των κοντών υποστυλωμάτων.

$q=0$  δείκτης συμπεριφοράς του δομηματος όταν ΔΕΝ έχει κοντά υποστυλώματα, και ο οποίος λαμβάνεται από τον πίνακα 2.6 του ΕΑΚ/2000.

**Το ΟΣΚ εφαρμόζει τις παραπάνω διατάξεις του ΕΚΟΣ/2000 ως εξής:**

- Υπολογίζει τον λόγο  $\alpha_s$  για όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου ξεχωριστά για κάθε ένα από τα δύο τοπικά επίπεδα της διατομής του με τη διαδικασία του παρακάτω σχήματος:



$$\alpha_{s2}(+E) = \frac{\max\left\{ \left| M_{3,G+\psi 2Q+E}^{AN\Omega} \right|, \left| M_{3,G+\psi 2Q+E}^{KAT\Omega} \right| \right\}}{b \cdot \left| V_{2,G+\psi 2Q+E}^{AN\Omega} \right| \left( = \left| V_{2,G+\psi 2Q+E}^{KAT\Omega} \right| \right)}$$

$$\alpha_{s2}(-E) = \frac{\max\left\{ \left| M_{3,G+\psi 2Q-E}^{AN\Omega} \right|, \left| M_{3,G+\psi 2Q-E}^{KAT\Omega} \right| \right\}}{b \cdot \left| V_{2,G+\psi 2Q-E}^{AN\Omega} \right| \left( = \left| V_{2,G+\psi 2Q-E}^{KAT\Omega} \right| \right)}$$

$$\alpha_{s2} = \max\{\alpha_{s2}(+E), \alpha_{s2}(-E)\}$$

$$\alpha_{s3}(+E) = \frac{\max\left\{ \left| M_{2,G+\psi 2Q+E}^{AN\Omega} \right|, \left| M_{2,G+\psi 2Q+E}^{KAT\Omega} \right| \right\}}{h \cdot \left| V_{3,G+\psi 2Q+E}^{AN\Omega} \right| \left( = \left| V_{3,G+\psi 2Q+E}^{KAT\Omega} \right| \right)}$$

$$\alpha_{s3}(-E) = \frac{\max\left\{ \left| M_{2,G+\psi 2Q-E}^{AN\Omega} \right|, \left| M_{2,G+\psi 2Q-E}^{KAT\Omega} \right| \right\}}{h \cdot \left| V_{3,G+\psi 2Q-E}^{AN\Omega} \right| \left( = \left| V_{3,G+\psi 2Q-E}^{KAT\Omega} \right| \right)}$$

$$\alpha_{s3} = \max\{\alpha_{s3}(+E), \alpha_{s3}(-E)\}$$

Σχήμα 5.13 Ο υπολογισμός του λόγου  $\alpha_s$  των υποστυλωμάτων από το ΟΣΚ

- Μετά τον υπολογισμό του  $\alpha_s$  στα δύο τοπικά επίπεδα κάμψης, και σε συνδυασμό με την πληροφορία που εισάγει ο χρήστης για το αν το υποστύλωμα είναι σε κάποιο (ή και στις δύο) τοπικό επίπεδο «θέσει» κοντό, οι υπολογισμοί συνεχίζονται αναλόγως. Δηλαδή εφόσον το υποστύλωμα δεν είναι ούτε «φύσει» ούτε «θέσει» κοντό σε κανένα από τα δύο τοπικά του επίπεδα, τότε ο έλεγχος κοντού υποστυλώματος σταματά στο σημείο αυτό. Σε διαφορετική περίπτωση συνεχίζεται για να διαπιστωθεί αν απαιτείται ή όχι η λήψη ειδικών μέτρων.
- Ο έλεγχος για τη λήψη ή όχι ειδικών μέτρων για τα κοντά υποστυλώματα γίνεται από το ΟΣΚ με έλεγχο της σχέσης (5.46). Η συγκεκριμένη σχέση ελέγχεται με βάση τις μοναξονικές αντοχές σε κάμψη της διατομής, που προκύπτουν και για τις έξι τιμές αξονικής δύναμης του σεισμικού συνδυασμού δράσεων που δίνονται από τη σχέση (5.24). Ο έλεγχος γίνεται και στην κεφαλή και στον πόδα του υποστυλώματος. Επομένως η σχέση (5.46) ελέγχεται έξι φορές στην κορυφή του υποστυλώματος και άλλες έξι φορές στον πόδα. Αν για κάποια από τις μοναξονικές αντοχές σε κάμψη στο εκάστοτε ελεγχόμενο τοπικό επίπεδο, στην κεφαλή ή στον πόδα του υποστυλώματος προκύψει ότι:

$$M_v + \left( \frac{q}{1.5} \right) \cdot M_{Ed} > M_{Rd}$$

τότε το πρόγραμμα θεωρεί ότι πρέπει να ληφθούν ειδικά μέτρα σύμφωνα με την παράγραφο 18.4.9.2 του ΕΚΟΣ/2000.

- Εφόσον από τον παραπάνω έλεγχο προκύψει η απαίτηση για λήψη ειδικών μέτρων, το ΟΣΚ κάνει όλες τις τροποποιήσεις στους σχετικούς ελέγχους όπου αυτές απαιτούνται.

Ειδικά για το θέμα της μείωσης του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  λόγω της ύπαρξης κοντών υποστυλωμάτων σε κάποιο κτίριο, θα πρέπει να σημειωθεί ότι κατά τον έλεγχο από το ΟΣΚ ενός υποστυλώματος το οποίο τελικά προκύπτει κοντό, υπολογίζεται από τη σχέση (5.48) η απαιτούμενη τιμή του  $q$  όπως προκύπτει από τον έλεγχο του υποστυλώματος αυτού, ως εξής:

$$q'_2 = \max\{1.5, \alpha_{s2} + 1\}$$

$$q'_3 = \max\{1.5, \alpha_{s3} + 1\}$$

$$\rightarrow q' = \min\{q'_2, q'_3\} \leq q$$

Επομένως προκύπτουν τόσες τιμές για τον απαιτούμενο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  όσα είναι και τα υποστυλώματα τα οποία θα προκύψουν κοντά ή είναι «θέσει» κοντά. Συνεπώς ο χρήστης καλείται με την δική του κρίση να αποφασίσει την κατάλληλη τιμή του  $q$  από τις συνολικά εξαγώμενες.

Δεν θα πρέπει όμως να λησμονείται το γεγονός ότι τόσο τα ειδικά μέτρα για τα κοντά υποστυλώματα, όσο και η απαίτηση για την μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  (από τη σχέση (5.48)) είναι απαραίτητα μόνον όταν δεν εκπληρώνεται η σχέση (5.46). Η εκπλήρωση της συγκεκριμένης σχέσης απαλλάσσει από όλες τις απαιτήσεις λήψης ειδικών μέτρων που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Η εκπλήρωση όμως της σχέσης (5.46) απαιτεί απλώς την προσθήκη κάποιου επιπλέον ποσοστού διαμήκους οπλισμού. Η προσθήκη επιπλέον διαμήκους οπλισμού είναι σαφώς πιο επιθυμητή και εύκολα υλοποιήσιμη από την πιθανή απαίτηση για προσθήκη διασδιαγώνιου οπλισμού. Για το λόγο αυτό, πρόταση του προγράμματος είναι η επιδίωξη για εκπλήρωση της (5.46) με ενδεχόμενη αύξηση του διαμήκους οπλισμού όταν προκύψει ότι αυτή δεν εκπληρώνεται. Δηλαδή προτείνεται ως κριτήριο για την εκπλήρωση του ελέγχου κοντού υποστυλώματος, η ένδειξη ότι δεν απαιτούνται ειδικά μέτρα για κάθε ελεγχόμενο υποστυλώμα «φύσει» ή «θέσει» κοντό.

### 5.4.3 Έλεγχοι των επίπεδων τοιχωμάτων

Τα επίπεδα τοιχώματα με βάση τις διατάξεις των ΕΚΟΣ/2000 και ΕΑΚ/2000 θα πρέπει να ελέγχονται τόσο για τον συνδυασμό βασικών δράσεων όσο και για τον συνδυασμό τυχηματικών δράσεων με σεισμό (βλ. Παράγραφο 4.2.), με τους ελέγχους που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 5.7 Έλεγχοι επίπεδων τοιχωμάτων

	ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	
		ΜΕ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	ΧΩΡΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ
ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΜΨΗΣ	✓	✓	✓
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	✓	✓	✓
ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ (φαινόμενα β' τάξης)	✓	✗	✗
ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΣΦΙΕΗΣ ΤΩΝ ΑΚΡΩΝ	✗	✓	✗

Όπως στην περίπτωση των υποστυλωμάτων και των δοκών, οι απαιτήσεις των κανονισμών δημιουργούν την ανάγκη για τον σχηματισμό τριών ομάδων ελέγχων οι οποίες αφορούν τον βασικό συνδυασμό δράσεων, τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων Μ.Α.Α.Π., και τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων Χ.Α.Α.Π.. Το ΟΣΚ ακολουθεί την συγκεκριμένη ομαδοποίηση των ελέγχων.

#### 5.4.3.1 Έλεγχος σε κάμψη (ΕΚΟΣ/2000, Κεφ. 10)

Ο έλεγχος των τοιχωμάτων σε κάμψη εκτελείται από το ΟΣΚ σε δύο σημεία του ευκάμπτου τμήματος τους: στην κεφαλή και στον πόδα. Λέγοντας κεφαλή και πόδα εννοείται η κεφαλή και ο πόδας του τοιχώματος σε κάθε όροφο. Ο έλεγχος σε κάμψη των τοιχωμάτων εκτελείται με διερεύνηση της θέσης των διανυσμάτων έντασης (δράσεων) σε σχέση με το κέλυφος του χώρου αντοχής της οπλισμένης διατομής τους (βλ. Παράρτημα Α).

Τα μεγέθη που χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους (μεγέθη σχεδιασμού) υπολογίζονται από διαδικασίες οι οποίες εξαρτώνται από τον ελεγχόμενο συνδυασμό δράσεων αλλά και από το αν απαιτείται ή όχι ικανοτικός σχεδιασμός. Πιο συγκεκριμένα:

##### (α) Βασικός συνδυασμός δράσεων $1.35G+1.50Q$

Στα πλαίσια του βασικού συνδυασμού δράσεων, ο έλεγχος σε κάμψη των τοιχωμάτων εκτελείται με τις τριάδες μεγεθών διαξονικής κάμψης με ορθή δύναμη ( $N, M_2, M_3$ ) όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση του κτιρίου.

##### (β) Σεισμικός συνδυασμός δράσεων $G+\psi_2Q\pm E$

Στα πλαίσια του σεισμικού συνδυασμού δράσεων ο έλεγχος σε κάμψη, τόσο για την περίπτωση στοιχείων Χ.Α.Α.Π. όσο και στην περίπτωση στοιχείων Μ.Α.Α.Π. εκτελείται με τα μεγέθη σχεδιασμού που παρουσιάστηκαν αναλυτικά στην παράγραφο 4.3.1.1. και πιο συγκεκριμένα στους πίνακες 4.1 και 4.2.

##### (γ) Σεισμικός συνδυασμός δράσεων – Ικανοτικός σχεδιασμός

Εφόσον το ελεγχόμενο τοίχωμα ανήκει σε κτίριο στο οποίο θα πρέπει να γίνουν έλεγχοι ικανοτικού σχεδιασμού (βλ. παράγραφο 4.4. παρόντος εγχειριδίου), θα πρέπει να ελεγχθεί και το ίδιο ικανοτικά. Σύμφωνα με την παράγραφο Β.1.4. (Παράρτημα Β) του ΕΑΚ/2000 ο ικανοτικός σχεδιασμός των τοιχωμάτων συνίσταται από έλεγχο με ροπές και τέμνουσες που προκύπτουν από μία συγκεκριμένη

διαδικασία υπολογισμού όπως θα παρουσιαστεί παρακάτω στην παρούσα παράγραφο ειδικά για τις ροπές.

Σύμφωνα με το εδάφιο Β.1.4[1] του ΕΑΚ/2000 η τελική απαίτηση όσων δομικών στοιχείων χαρακτηρίζονται ως τοιχώματα και σχεδιάζονται ικανοτικά, είναι να αναπτύξουν κατά την μετελαστική τους απόκριση μόνον μία πλαστική άρθρωση στη βάση τους. Η συγκεκριμένη αυτή δυνατότητα είναι εφικτή μόνον σε περιπτώσεις κατά τις οποίες το δομικό στοιχείο το οποίο χαρακτηρίζεται ως τοίχωμα έχει διάγραμμα ροπών το οποίο προσεγγίζει το διάγραμμα ροπών καμπτικού προβόλου με πλήρη ή μερική πάκτωση στη βάση του. Το ΟΣΚ ακολουθώντας τις οδηγίες του εδαφίου (iv) των σχολίων της παραγράφου Β.1.4[1] του παραρτήματος Β του ΕΑΚ/2000 έχει ενσωματωμένες στη βιβλιοθήκη του διατομές τοιχωμάτων οι διαμήκεις διαστάσεις των οποίων δεν είναι μικρότερες από 1.5m. Προτείνεται δε, για την πλήρη ικανοποίηση των απαιτήσεων του κανονισμού, να μην τοποθετούνται δομικά στοιχεία χαρακτηρισμένα ως τοιχώματα με μήκος πλευράς μικρότερης των 2m σε κτίρια με περισσότερους των τεσσάρων ορόφους. Πάντως σε κάθε περίπτωση επαφίεται στην κρίση του μελετητή να αποφασίσει την επιλογή του απαραίτητου μήκους της διατομής που θα πρέπει να έχουν τα στοιχεία τα οποία εισάγει σε μία κάτοψη ως τοιχώματα, αρκεί να ικανοποιούνται οι ελάχιστες απαιτήσεις που παρουσιάστηκαν πιο πάνω.

Έτσι, για να εξασφαλιστεί ότι η μετελαστική συμπεριφορά ενός τοιχώματος θα χαρακτηρίζεται από τον σχηματισμό **μίας και μόνο πλαστικής άρθρωσης στη βάση του**<sup>1</sup> (όπου αναπτύσσεται και η μέγιστη τιμή της καμπτικής ροπής), ο ΕΑΚ/2000 συστήνει την διενέργεια του ελέγχου σε κάμψη κάθε διατομής με βάση τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού που υπολογίζονται από την παρακάτω σχέση (σχέση Β.6α):

$$M_{CD,w} = \alpha_{CD} \cdot M_{E,w} \quad (5.49)$$

Στη σχέση αυτή:

$M_{E,w}$  είναι η ροπή λόγω της σεισμικής δράσης (E) στην ελεγχόμενη διατομή του τοιχώματος.

$$\alpha_{CD} = \left[ \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{R,w0}}{M_{E,w0}} \right] \leq \alpha \quad (5.50)$$

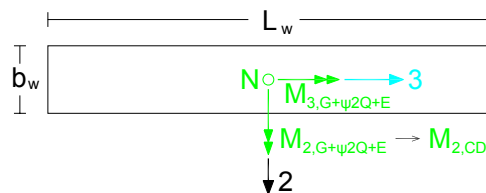
- $\gamma_{Rd}$  ο συντελεστής υπεραντοχής που έχει την τιμή 1.30.
- $M_{R,w0}$  η υπολογιστική αντοχή σε κάμψη με ορθή δύναμη της κρίσιμης διατομής **στο σημείο της πάκτωσης του τοιχώματος**. Η αντοχή αυτή υπολογίζεται με βάση τις διαστάσεις της διατομής και τον σπλισμό της ο οποίος υπολογίζεται από την δυσμενέστερη από τις συνιστώσες του σεισμικού συνδυασμού  $G+0.3Q \pm E$  (βλ. σχέση 5.24).
- $M_{E,w0}$  είναι η ροπή λόγω της σεισμικής δράσης (E) στο σημείο της πάκτωσης του τοιχώματος.

Οι ικανοτικές ροπές σχεδιασμού πρέπει να πληρούν την παρακάτω διπλή ανισότητα (Σχέση Β.6.β):

$$\left( M_{R,w0} / 3 \right) \leq M_{CD,w} \leq M_{R,w0} \quad (5.51)$$

<sup>1</sup> Το σημείο αυτό ή ορθότερα η κρίσιμη περιοχή ορίζεται από τον ΕΚΟΣ/2000 στην παράγραφο (18.5.2). Η κρίσιμη περιοχή του τοιχώματος ξεκινά από την θέση πάκτωσης του (που μπορεί να είναι η στάθμη θεμελίωσης, ή το σημείο σύνδεσης με πρακτικά απαραμόρφωτο υπόγειο). Το εύρος της περιοχής αυτής είναι ίσο με την μέγιστη από τις τιμές του μήκους του τοιχώματος  $L_w$  και του ενός έκτου του συνολικού ύψους τους. Πάντως σε κάθε περίπτωση το κρίσιμο ύψος θα πρέπει να είναι ίσο με το ύψος του ισογείου.

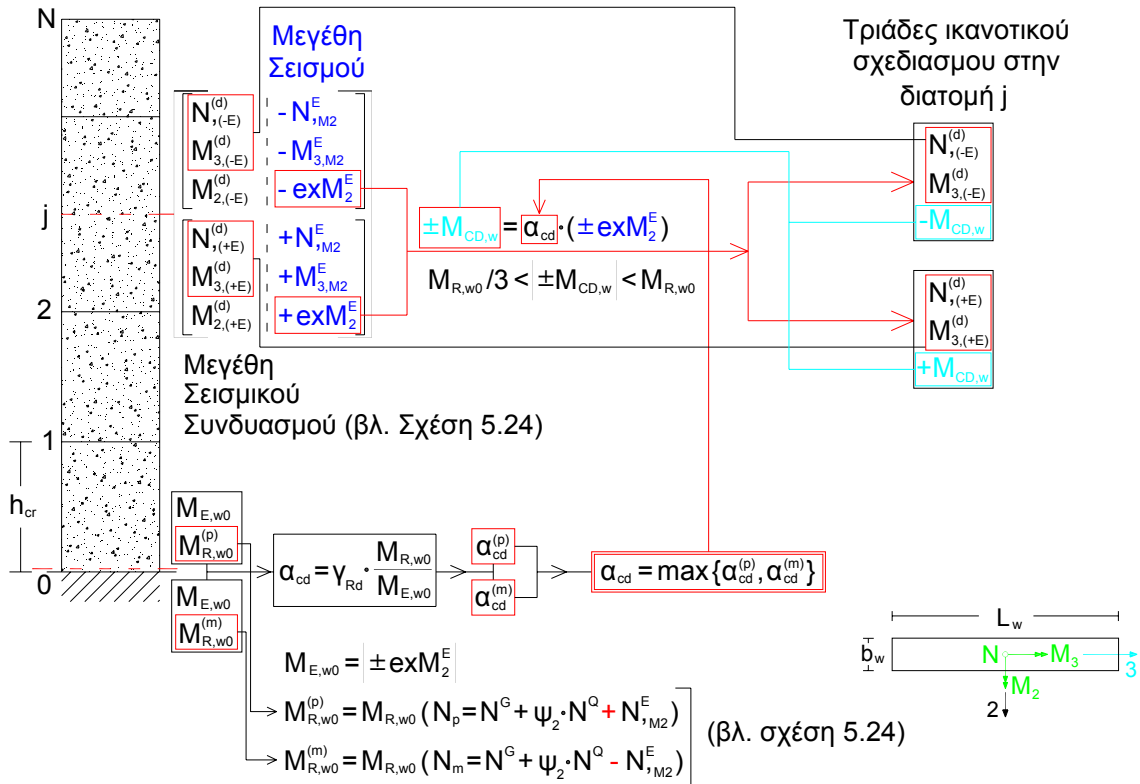
Η παραπάνω σχέση δηλώνει ότι τίθενται συγκεκριμένα όρια στις τιμές των ροπών ικανοτικού σχεδιασμού. Έτσι με βάση τις σχέσεις (5.49), (5.50) και (5.51) σχηματίζεται η περιβάλλουσα των ροπών με τις οποίες σύμφωνα με τον ΕΑΚ/2000 θα πρέπει να γίνει ο καμπτικός ικανοτικός έλεγχος των τοιχωμάτων. Στο σημείο αυτό όμως θα πρέπει να υπενθυμιστεί ότι τα τοιχώματα ελέγχονται σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη. Οι ροπές ικανοτικού σχεδιασμού που υπολογίζονται με βάση τις παραπάνω σχέσεις, είναι ροπές με διάνυσμα εντός επιπέδου το οποίο είναι κάθετο στην μεγάλη διάσταση της διατομής του τοιχώματος. Με άλλα λόγια, όταν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος των τοιχωμάτων οι ροπές ικανοτικού σχεδιασμού αντικαθιστούν στον έλεγχο τις ροπές που προκύπτουν από την ανάλυση και έχουν διάνυσμα κάθετο στην ισχυρή διάσταση τους. Τα παραπάνω γίνονται σαφή στο σχήμα που ακολουθεί. Θα πρέπει επίσης να επισημανθεί ότι σύμφωνα με το εδάφιο 4.1.4.2α[3] του ΕΑΚ/2000 δεν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος των τοιχωμάτων στην ασθενή τους διεύθυνση εφόσον στην διεύθυνση αυτή η πλαισιακή λειτουργία του κτιρίου εξασφαλίζεται από άλλα κατακόρυφα στοιχεία.



**Σχήμα 5.14** Ορισμός ισχυρής διεύθυνσης τοιχωμάτων στο ΟΣΚ

**Τονίζεται επίσης ότι ως ισχυρή διεύθυνση των τοιχωμάτων το ΟΣΚ θεωρεί πάντα τη διεύθυνση του τοπικού άξονα 3.**

**Το ΟΣΚ υπολογίζει τα μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού κάμψης σύμφωνα με την διαδικασία που παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα:**



Σχήμα 5.15 Υπολογισμός των μεγεθών ικανοτικού σχεδιασμού σε κάμψη τοιχωμάτων από το ΟΣΚ

Απο το παραπάνω σχήμα εξάγεται το συμπέρασμα ότι ο έλεγχος σε διαζονική κάμψη με ορθή δύναμη μίας διατομής τοιχώματος κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό, πραγματοποιείται από το ΟΣΚ με δύο τριάδες μεγεθών έντασης. Οι τριάδες αυτές προκύπτουν από τις τριάδες του σεισμικού συνδυασμού  $G + \psi_2 Q \pm E$  (πιο συγκεκριμένα από τις τριάδες  $\Sigma_2^d$  και  $\Sigma_5^d$  του σχήματος 5.24 που αντιστοιχούν στην πιθανή ακραία τιμή της ροπής  $M_2$  λόγω σεισμού δηλ. της  $\pm exM_2$ ) στις οποίες η ροπή  $M_{2,G+\psi_2 Q \pm E}$  της διατομής, αντικαθίσταται από την αντίστοιχη ροπή ικανοτικού σχεδιασμού. Έτσι ο ικανοτικός έλεγχος σε κάμψη εκτελείται με ικανοτικές ροπές  $M_{2,CD}$  οι οποίες έχουν και τις δύο φορές του τοπικού άξονα 2 της διατομής.

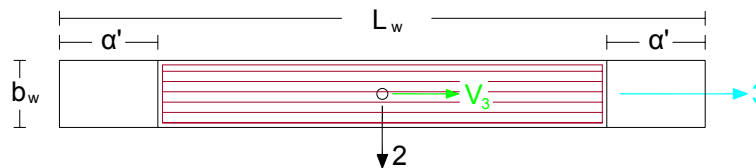
Έτσι ανακεφαλαιώνοντας την παρουσίαση του ελέγχου σε κάμψη για τα τοιχώματα Μ.Α.Α.Π. από το ΟΣΚ, θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο έλεγχος αυτός γίνεται τόσο για τα μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού δράσεων που προκύπτουν από την ανάλυση (δηλ. για τα μεγέθη σχεδιασμού που έχουν τη μορφή των μεγεθών σχεδιασμού της σχέσης 5.24), όσο και για τις δύο τριάδες του ικανοτικού συνδυασμού δράσεων που παρουσιάζονται στο σχήμα 5.15. Ως τελικά εξαγόμενα όλων αυτών των ελέγχων τυπώνονται κατά την βασική φιλοσοφία του ΟΣΚ οι σχετικοί λόγοι εξάντλησης.

### 5.4.3.2 Έλεγχος σε διάτμηση (ΕΚΟΣ/2000, §11.2.2, §11.2.3).

Ο έλεγχος των επιπέδων τοιχωμάτων σε διάτμηση πραγματοποιείται από το ΟΣΚ με βάση τις δύο παρακάτω παραδοχές:

- Το τοίχωμα ελέγχεται μόνον για τέμνουσες δυνάμεις οι οποίες έχουν την διεύθυνση του ισχυρού άξονα της διατομής τους (δηλ. μόνον για τις τέμνουσες  $V_3$ ).
- Για τον έλεγχο, λαμβάνεται υπόψη ως οπλισμός έναντι διάτμησης μόνον ο οπλισμός των εσχάρων που τοποθετείται στον κορμό του τοιχώματος σύμφωνα με την παράγραφο 18.5.3α. Ο λόγος για τον οποίο γίνεται αυτή η παραδοχή είναι ότι θεωρείται πως ο οπλισμός αυτός που εκτείνεται σε όλο το μήκος του κορμού και αγκυρώνεται εντός των ακραίων περιοχών, είναι ο οπλισμός που μπορεί να παραλάβει τμήμα της τέμνουσας  $V_3$ . Αντίθετα οι συνδετήρες περίσφιγξης των ακραίων περιοχών δεν θεωρείται ότι συνεισφέρουν στην παραλαβή της  $V_3$ .

Με βάση τα παραπάνω ορίζεται η λωρίδα διάτμησης των τοιχωμάτων η οποία παρουσιάζεται παραστατικά στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 5.16 Βασικές παραδοχές ελέγχου τοιχωμάτων σε διάτμηση από το ΟΣΚ

Κατά τα άλλα, ο έλεγχος των τοιχωμάτων σε διάτμηση για την τέμνουσα  $V_3$ , και λαμβάνοντας υπόψη την λωρίδα διάτμησης του παραπάνω σχήματος εκτελείται από το ΟΣΚ σε γενικές γραμμές όπως και για τα υποστυλώματα. Υπάρχουν όμως και διαφορές οι οποίες έγκεινται κατά πρώτο λόγο στον διαφορετικό τρόπο με τον οποίο ορίζονται τα κρίσιμα μήκη ενός τοιχώματος, κατά δεύτερο λόγο στον τρόπο υπολογισμού των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού, και τέλος στον τρόπο υπολογισμού της τέμνουσας που μπορεί να παραλάβει ο οπλισμός διάτμησης τους.

Όσον αφορά τον ορισμό του κρίσιμου μήκους ενός τοιχώματος θα πρέπει να σημειωθεί, ότι σε ένα τοίχωμα ορίζεται μόνον μία κρίσιμη περιοχή στη βάση του (βλ. παράγραφο 18.5.2 του ΕΚΟΣ/2000, και σχήμα 5.15 του παρόντος εγχειριδίου), και όχι κρίσιμες ζώνες στην κεφαλή και στον πόδα του σε κάθε όροφο όπως γίνεται για τα υποστυλώματα. Το κρίσιμο αυτό μήκος ορίζεται μόνον σε τοιχώματα Μ.Α.Α.Π. και υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (βλ. παράγραφο 18.5.2 του ΕΚΟΣ/2000):

$$h_{cr} \geq \max \{ L_w, H_w / 6, H_{ισογειου} \} \quad (5.52)$$

Όπου:

$L_w$  το μήκος του τοιχώματος,

$H_w$  το συνολικό ύψος του τοιχώματος από την βάση του έως την κορυφή του.

Κατά κανόνα πάντως, ο οπλισμός του κρίσιμου μήκους εκτείνεται σε όλο το ύψος ενός ορόφου, ακόμα και αν από την εφαρμογή της σχέσης (5.52) προκύψει ότι κρίσιμο μήκος του τοιχώματος περατούται σε κάποιο σημείο του συγκεκριμένου ορόφου. **Επομένως καθόλο το ύψος του κάθε ορόφου ένα τοίχωμα θα θεωρείται είτε ότι βρίσκεται εντός της κρίσιμης ζώνης είτε όχι.** Έτσι όταν γίνεται έλεγχος έναντι διάτμησης ενός τοιχώματος σε κάποιο συγκεκριμένο όροφο, δεν τίθεται θέμα ελέγχου

οπλισμού διάτμησης σε κρίσιμα ή μη κρίσιμα μήκη. Και αυτό διότι όλο το μήκος ενός τοιχώματος σε κάθε όροφο είναι είτε κρίσιμο είτε μη κρίσιμο.

Όσον αφορά τις υπόλοιπες διαφορές του ελέγχου διάτμησης των τοιχωμάτων, αυτές θα παρουσιαστούν στις παραγράφους που ακολουθούν.

### Υπολογισμός τέμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού από το ΟΣΚ

Σύμφωνα με το εδάφιο Β.1.4[2] του ΕΑΚ/2000 ο υπολογισμός της τέμνουσας ικανοτικού σχεδιασμού ενός τοιχώματος (η οποία λαμβάνεται ως η τέμνουσα με διάνυσμα παράλληλο με την ισχυρή διεύθυνση του τοιχώματος, βλ. σχήμα 5.16) στη βάση του υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (Β.4.α):

$$V_{CD,w0} = \alpha_{cd} \cdot V_{E,w0} \quad (5.53)$$

Όπου:

Ο συντελεστής  $\alpha_{cd}$  (συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης) δίνεται από την σχέση (Β.4β) και είναι αυτός που χρησιμοποιήθηκε και κατά τον υπολογισμό των ροπών σχεδιασμού (βλ. σχέση (5.50)). Ο τρόπος υπολογισμού του, δίνεται αναλυτικά στο σχήμα 5.15.

$V_{E,w0}$  είναι η μέγιστη τέμνουσα λόγω της σεισμικής δράσης στη βάση του τοιχώματος.

Στους υπόλοιπους ορόφους, η τέμνουσα σχεδιασμού λαμβάνεται ίση με την μέγιστη τέμνουσα λόγω σεισμού πολλαπλασιασμένη με τον συντελεστή  $\alpha_{cd}$  που δίνεται παραπάνω, και πληροί την ανισότητα:

$$V_{CD,w} = \alpha_{cd} \cdot V_{E,w} \geq V_{CD,w0} / 3 \quad (5.54)$$

Όπου:  $V_{E,w}$  είναι η τέμνουσα λόγω σεισμού στον συγκεκριμένο όροφο.

### Διαδικασία ελέγχου σε διάτμηση

Η διαδικασία του ελέγχου των επίπεδων τοιχωμάτων σε διάτμηση, δεν διαφέρει ως προς τη ροή της από την αντίστοιχη διαδικασία που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 5.4.2.2.2. για τα υποστυλώματα. Έτσι ο πίνακας 5.9 που αναφέρεται στην διαδικασία ελέγχου διάτμησης των τοιχωμάτων διαφέρει μόνον σε λίγα σημεία από τον πίνακα 5.6 στον οποίο παρουσιάζεται η αντίστοιχη διαδικασία ελέγχου για τα υποστυλώματα. Η βασικότερη διαφορά που υπάρχει, έγκειται στην περίπτωση του υπολογισμού της τέμνουσας που μπορεί να παραλάβει ο οπλισμός διάτμησης, δηλ. της τέμνουσας  $V_{wd}$ .

Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με την παράγραφο 11.2.3.2β του ΕΚΟΣ/2000 η οποία αναφέρεται στις τέμνουσες αντοχής σχεδιασμού για τους συνδυασμούς δράσεων που περιλαμβάνουν και σεισμική δράση, υπάρχει διαφορετική διαδικασία υπολογισμού της τέμνουσας  $V_{wd}$  για τα τοιχώματα με τιμή ανηγμένης αξονικής δύναμης  $n_d > -0.10$  τα οποία θεωρούνται ως στοιχεία κυρίως καμπτόμενα. Στην περίπτωση των τοιχωμάτων, ο υπολογισμός της  $V_{wd}$  γίνεται με βάση το λόγο διάτμησης:

$$\alpha_s = \frac{M_{Sd}}{V_{Sd} \cdot L_w} \quad (5.55)$$

Στην παραπάνω σχέση,  $M_{Sd}$  είναι η ροπή κάμψης στην ελεγχόμενη διατομή του τοιχώματος, λόγω του σεισμικού συνδυασμού δράσεων  $G + \psi_2 Q \pm E$ . Δηλαδή  $M_{Sd} = M_{G + \psi_2 Q} \pm ex M_E$ .

Όπου  $V_{Sd}$  είναι η τέμνουσα δύναμη στην ελεγχόμενη διατομή του τοιχώματος, η οποία όταν το τοίχωμα είναι στοιχείο Μ.Α.Α.Π. λαμβάνεται ίση με την τέμνουσα ικανοτικού σχεδιασμού  $V_{CD}$  (που υπολογίζεται

από τη σχέση (5.54)), ενώ όταν είναι στοιχείο Χ.Α.Α.Π. λαμβάνεται από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων  $G+\psi_2Q\pm E$ . Δηλαδή  $V_{Sd} = V_{G+\psi_2Q} \pm exV_E$ .

**Το ΟΣΚ εκτελεί τη διαδικασία υπολογισμού της τέμνουσας  $V_{wd}$  και για τις δύο τιμές του λόγου διάτμησης  $\alpha_s$  όπως προκύπτουν από τα μεγέθη των συνδυασμών  $G+\psi_2Q+E$ , και  $G+\psi_2Q-E$ .**

**Δηλαδή το ΟΣΚ εκτελεί τον υπολογισμό του  $V_{wd}$  για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων με τιμές του λόγου διάτμησης που δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:**

	$\alpha_s(G+\psi_2Q+E)$	$\alpha_s(G+\psi_2Q-E)$
Τοιχώματα Χ.Α.Α.Π.	$\alpha_s = \frac{M_{G+\psi_2Q+E}}{(V_{G+\psi_2Q+E}) \cdot L_w}$	$\alpha_s = \frac{M_{G+\psi_2Q-E}}{(V_{G+\psi_2Q-E}) \cdot L_w}$
Τοιχώματα Μ.Α.Α.Π.	$\alpha_s = \frac{M_{G+\psi_2Q+E}}{V_{CD} \cdot L_w}$	$\alpha_s = \frac{M_{G+\psi_2Q-E}}{V_{CD} \cdot L_w}$

**Από τις τέμνουσες αντοχής  $V_{wd}$  που προκύπτουν από τις δύο τιμές του λόγου διάτμησης (όταν  $\alpha_s < 1.3$ ) εκλέγεται η μικρότερη για λόγους ασφαλείας.**

Στο πίνακα 5.8 παρουσιάζονται οι σχέσεις υπολογισμού της τέμνουσας  $V_{wd}$  για τον έλεγχο των τοιχωμάτων κατά τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων, όταν η τιμή της ανηγμένης αξονικής τους δύναμης είναι  $v_d > -0.10$ :

**Πίνακας 5.8** Υπολογισμός τέμνουσας  $V_{wd}$  για τοιχώματα με  $v_d > -0.10$  για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων

		$V_{wd}$
$\alpha_s > 2.00$		$V_{wd} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$
$1.30 < \alpha_s < 2.00$	Οριζόντιος σπλισμός κορμού	$V_{wd,h} = V_{Sd} - V_{cd} = \rho_h \cdot f_{ydh} \cdot b_w \cdot d_e$
	Κατακόρυφος σπλισμός κορμού	$V_{wd,v} = V_{Sd} - V_{cd} - \min N_{Sd} = \rho_v \cdot f_{ydv} \cdot b_w \cdot d_e$
$\alpha_s < 1.30$		$V_{wd} = [\rho_h \cdot f_{ydh} \cdot (\alpha_s - 0.30) + \rho_v \cdot f_{ydv} \cdot (1.30 - \alpha_s)] \cdot b_w \cdot z$

Στον παραπάνω πίνακα:

$d$  είναι το στατικό ύψος της διατομής του τοιχώματος το οποίο λαμβάνεται ίσο με:  $d = L_w - (\alpha'/2)$ .

$\rho_h, \rho_v$  τα ποσοστά του οριζόντιου και του κατακόρυφου σπλισμού κορμού του τοιχώματος που δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\rho_h = \frac{2 \cdot A_{sw,h}}{b_w \cdot s_h} \tag{5.56\alpha}$$

$$\rho_v = \frac{2 \cdot A_{sw,v}}{b_w \cdot s_v} \tag{5.56\beta}$$

$s_h, s_v$  είναι οι αποστάσεις μεταξύ δύο διαδοχικών οριζοντίων και κατακορύφων ράβδων της σχάρας (σε cm).

$A_{sw,h}, A_{sw,v}$  είναι το εμβαδόν οριζόντιας και κατακόρυφης ράβδου της σχάρας αντίστοιχα (σε  $cm^2$ ).

$b_w$  το πλάτος της διατομής του τοιχώματος (σε cm), βλ. σχήμα 5.16.  
 $z$  είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων του τοιχώματος. Λαμβάνεται κατά τον κανονισμό, αλλά και από το ΟΣΚ, ίσος με  $z=0.8 \cdot L_w$ .  
 $d_e$  είναι το ενεργό στατικό ύψος το οποίο λαμβάνεται κατά τον κανονισμό και από το ΟΣΚ, επίσης ίσο με  $d_e=0.8 \cdot L_w$ .  
 $f_{yd,h}$ ,  $f_{yd,v}$  είναι οι τιμές σχεδιασμού του ορίου διαρροής των οριζοντίων και των κατακορύφων ράβδων,  $\min N_{Sd}$  είναι η αξονική δύναμη του σεισμικού συνδυασμού δράσεων  $G+\psi_2 Q \pm E$ . Η τιμή αυτή εισάγεται ως θετική όταν είναι θλιπτική και λαμβάνεται ίση με:  $\min N_{Sd} = N_{G+\psi_2 Q} \pm ex N_E$ .  
Θα πρέπει επίσης να διευκρινιστεί ότι όταν  $\alpha_s > 2.00$ , όπως φαίνεται και στον πίνακα 5.8, για τον υπολογισμό της τέμνουσας  $V_{wd}$  γίνεται χρήση της σχέσης που χρησιμοποιείται για τα γραμμικά στοιχεία. Ωστόσο για την εφαρμογή της στην περίπτωση των τοιχωμάτων, ο λόγος  $(A_{sw}/s)$  υπολογίζεται με βάση τα δεδομένα των οριζόντιων ράβδων του κορμού. Δηλαδή για τα τοιχώματα ισχύει:  $(A_{sw}/s) = (2 \cdot A_{sw,h}/s_h)$ .

Πίνακας 5.9 Έλεγχος σε διάτμηση τοιχωμάτων για τέμνουσα παράλληλη με την διεύθυνση του τοιχώματος

		ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ		ΒΑΣΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ	
		Μ.Α.Α.Π.	Χ.Α.Α.Π.		
ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΘΛΙΨΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	Θέση Ελέγχου	x=0, x=L			
	Υπολογισμός αντοχής $V_{Rd2}$	$V_{Rd2,red} = 1.67 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d \right) \cdot \left[ 1.00 - \left( \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}} \right) \right] < V_{Rd2}$			
	Δράση	$V_{CD}$ (Σχέση 5.53) και $V_3(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V_3(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V_3(1.35G+1.50Q)$	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	Κρίσιμα μήκη	Θέση Ελέγχου	x=0, x=L		
		Υπολογισμός αντοχής $V_{Rd3}=V_{cd}+V_{wd}$	$V_{cd}$	$V_d > -0.1 \rightarrow V_{cd} = 0.25 \cdot V_{Rd1}$ $V_d < -0.1 \rightarrow V_{cd} = 0.7 \cdot V_{Rd1}$	$V_{cd} = V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_\lambda) \cdot b_w \cdot d$
			$V_{wd}$	Πίνακας 5.8	$V_{wd} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$
	Δράση	$V_{CD}$ (Σχέση 5.53) και $V_3(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V_3(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V_3(1.35G+1.50Q)$	
	Μή κρίσιμα μήκη	Θέση Ελέγχου	x=0, x=L		
		Υπολογισμός αντοχής $V_{Rd3}=V_{cd}+V_{wd}$	$V_{cd}$	$V_{cd} = V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_\lambda) \cdot b_w \cdot d$	
$V_{wd}$			Πίνακας 5.8	$V_{wd} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$	
Δράση	$V_{CD}$ (Σχέση 5.53) και $V_3(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V_3(G+\psi_2Q\pm E)$ (Πίνακες 4.3/4.4)	$V_3(1.35G+1.50Q)$		

Οι παραδοχές βάσει των οποίων υπολογίζονται οι τιμές των παραμέτρων οι οποίες υπεισέρχονται στον υπολογισμό των τεμνουσών αντοχής  $V_{Rd1}$  και  $V_{Rd2,red}$ , είναι οι ίδιες με αυτές που παρουσιάστηκαν αναλυτικά στην παράγραφο 5.4.2.2.2. για τον έλεγχο διάτμησης των υποστυλωμάτων. Οι μόνες διαφοροποιήσεις που υφίστανται, εντοπίζονται στον υπολογισμό των παραμέτρων  $d$  και  $A_{sl}$ . Όσον αφορά το  $d$ , η σχέση υπολογισμού του για τα τοιχώματα παρουσιάστηκε πιο πάνω ( $d=L_w - (\alpha'/2)$ ). Ο εφεκτούμενος οπλισμός  $A_{sl}$  λαβάνεται ίσος με τον οπλισμό που τοποθετείται στην μία εκ των δύο ακραίων ενισχυμένων ζωνών (δηλ. εντός του μήκους  $\alpha'$ , βλ. σχήμα 5.16).

**5.4.3.3 Έλεγχος για φαινόμενα β' τάξης – Λυγισμός (ΕΚΟΣ/2000, &18.5.1)**

Ο έλεγχος των επιπέδων τοιχωμάτων σε φαινόμενα β' τάξης πραγματοποιείται μόνον σε επίπεδο κάθετο στην ισχυρή διάσταση της διατομής τους. Ο λόγος είναι ότι εφόσον τηρούνται οι απαιτήσεις για το ελάχιστο μήκος διατομής των τοιχωμάτων ( $min L_w$ ) κατά τον ΕΑΚ/2000 (παράγραφος Β.1.4[1] του παραρτήματος Β), κρίνεται ότι κίνδυνος για την απώλεια της ευστάθειας μέσα στο ισχυρό επίπεδο της διατομής τους δεν υφίσταται.

Όσον αφορά το ασθενές επίπεδο της διατομής, το ΟΣΚ ακολουθώντας τις συστάσεις της παραγράφου 18.5.1 του ΕΚΟΣ/2000 κάνει έλεγχο επάρκειας του πλάτους  $b_w$  της διατομής των τοιχωμάτων έτσι ώστε να δώσει στον μελετητή την πληροφορία αν απαιτείται ή όχι έλεγχος πλευρικής ευστάθειας. Πιο συγκεκριμένα, ο ΕΚΟΣ/2000 υποδεικνύει ότι όταν ισχύει η συνθήκη:

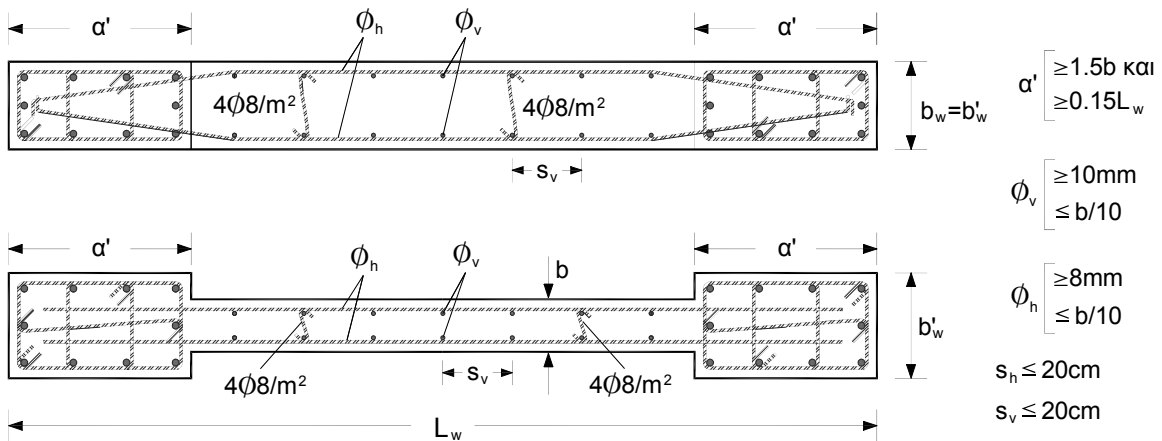
$$\text{Τοιχώματα Χ.Α.Α.Π.: } b_w \geq \max \left\{ \left( q \cdot \frac{L_w}{60} \right), \left( \frac{H_{\text{ορόφου}}}{20} \right), 0.20 \right\} \quad (5.57\alpha)$$

$$\text{Τοιχώματα Μ.Α.Α.Π.: } b_w \geq \max \left\{ \left( q \cdot \frac{L_w}{60} \right), \left( \frac{H_{\text{ορόφου}}}{20} \right), 0.25 \right\} \quad (5.57\beta)$$

τότε χωρίς κάποιον άλλον έλεγχο, μπορεί να θεωρηθεί ότι ο έλεγχος πλευρικής ευστάθειας ικανοποιείται. Στις παραπάνω σχέσεις το  $q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που ορίζεται από τον ΕΑΚ/2000. Επίσης διευκρινίζεται ότι ως ύψος ορόφου  $H_{\text{ορόφου}}$  λαμβάνεται το πραγματικό ύψος του ορόφου μειωμένο κατά μήκος του αξονικού στερεού βραχίονα που ενδεχομένως έχει τοποθετηθεί (και είναι ίσο με το ύψος της διατομής της δοκού).

**5.4.3.4 Έλεγχος περίσφιξης των άκρων (ΕΚΟΣ/2000, &18.5.3β και &18.4.4.2)**

Σύμφωνα με την παράγραφο 18.5.3β του ΕΚΟΣ/2000, οι ακραίες περιοχές κρίσιμων περιοχών τοιχωμάτων Μ.Α.Α.Π. πρέπει να διαμορφώνονται και να οπλίζονται κατάλληλα σαν περισφιγμένα υποστυλώματα σε μήκος  $\alpha' > \max\{1.5 \cdot b_w, 0.15 \cdot L_w\}$  όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 5.17 Ορισμός ακραίων κρίσιμων περιοχών τοιχωμάτων που χρήζουν περίσφιξης

**Ο υπολογισμός της απαιτούμενης περίσφιξης των ακραίων περιοχών των τοιχωμάτων εκτελείται από το ΟΣΚ όπως ακριβώς και για τα υποστυλώματα (βλ. παράγραφο 5.4.2.5. του**

παρόντος εγχειριδίου). Η ενεργός αξονική δύναμη που λαμβάνεται υπόψη για τον υπολογισμό, είναι σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ/2000 ίση με:

$$N_{\text{eff}} \approx (2/3) \cdot [(N_{\text{Sd}}/2) + (M_{\text{Sd}}/Z)] \quad (5.58)$$

Η αξονική δύναμη  $N_{\text{Sd}}$  και η ροπή  $M_{\text{Sd}}=M_{2,\text{Sd}}$  προέρχονται από τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων  $G+\psi_2 Q \pm E$  (βλ. σχέση 5.24). Το  $Z$  είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των δύο περισφιγμένων άκρων του τοιχώματος. Δηλαδή με βάση το σχήμα 5.17, ισχύει:

$$Z = L_w - [(\alpha'/2) + (\alpha'/2)] = L_w - \alpha' \quad (5.59)$$

Ο έλεγχος γίνεται και για τα δύο ακραία ιδεατά υποστυλώματα. Όσον αφορά στο ποιές από τις έξι αξονικές δυνάμεις  $N_{\text{Sd}}$  και τις έξι ροπές  $M_{\text{Sd}}=M_{2,\text{Sd}}$  των συνδυασμών της σχέσης (5.24) θα χρησιμοποιηθούν έτσι ώστε να προκύψει από αυτές η  $N_{\text{eff}}$  (από την σχέση (5.58)) με την οποία θα γίνει ο έλεγχος περίσφιγξης για κάθε ένα από τα δύο ακραία ιδεατά υποστυλώματα, θα πρέπει να τονιστούν τα εξής:

- Διαχωρίζονται οι ροπές  $M_{2,\text{Sd}}$  με βάση τα πρόσημα τους, σε ροπές που προκαλούν θλίψη στο αριστερό και στο δεξιό ιδεατό ακραίο υποστυλώμα αντίστοιχα.
- Μαζί με τις αντιστοιχούσες σε αυτές αξονικές δυνάμεις  $N_{\text{Sd}}$  εισάγονται στην σχέση (5.58) και υπολογίζονται για κάθε ακραίο ιδεατό υποστυλώμα οι σχετικές  $N_{\text{eff}}$ . Από αυτές επιλέγεται η μέγιστη θλιπτική  $N_{\text{eff}}$  για κάθε ιδεατό υποστυλώμα (δηλ. η  $\max N_{\text{eff, left}}$  και η  $\max N_{\text{eff, right}}$ ), και με τις δυνάμεις αυτές γίνεται ο έλεγχος της περίσφιγξης.

#### 5.4.4 Έλεγχοι των σύνθετων τοιχωμάτων του χώρου

Τα σύνθετα τοιχώματα του χώρου (ή διασταυρούμενα τοιχώματα κατά την παράγραφο 18.5.4 του ΕΚΟΣ/2000), όπως είναι γνωστό, αποτελούνται από επίπεδα τοιχώματα τα οποία συνδέονται μεταξύ τους στην πλέον γενική περίπτωση υπό τυχαίες γωνίες σχηματίζοντας λεπτότοιχες διατομές τυχούσας γεωμετρίας, αλλά κατά κανόνα στις συνήθεις κατασκευές σχηματίζουν συγκεκριμένες διατομές όπως διατομές μονοκυψελικών πυρήνων (διατομή Π), διατομές δικυψελικών πυρήνων, διατομές Τ και διατομές Γ.

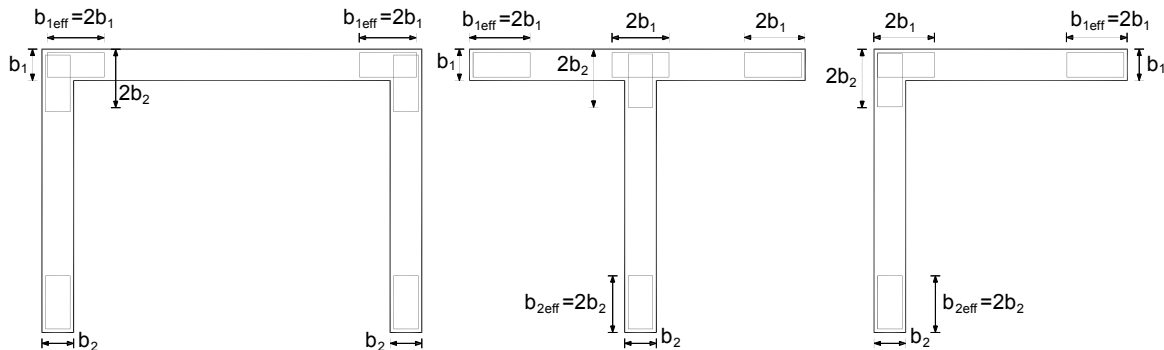
Οι κατηγορίες των ελέγχων των σύνθετων τοιχωμάτων, δεν διαφέρουν από τις αντίστοιχες κατηγορίες ελέγχων των επίπεδων τοιχωμάτων (βλ. Πίνακα 5.7). Για τους ελέγχους αυτούς θα πρέπει να τονιστούν τα εξής:

##### Έλεγχος σε διάτμηση

Ο έλεγχος σε διάτμηση των σύνθετων τοιχωμάτων, γίνεται ανά σκέλος ξεχωριστά. Έτσι ισχύουν τα όσα αναλυτικά παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 5.4.3.2.2. για τα επίπεδα τοιχώματα. Απλώς εδώ υπενθυνίζεται ότι ο έλεγχος του κάθε σκέλους γίνεται για τέμνουσες οι οποίες έχουν διανύσματα τα οποία είναι παράλληλα με το επίπεδο της ισχυρής διάστασης των διατομών των σκελών (βλ. σχήμα 5.16). Επίσης τονίζεται ότι ο υπολογισμός των τεμνουσών ικανοτικού σχεδιασμού γίνεται ξεχωριστά για κάθε σκέλος με εφαρμογή των σχέσεων που δίνονται στην παράγραφο 5.4.3.2.1. του παρόντος εγχειριδίου.

##### Έλεγχος περίσφιγξης ακραίων περιοχών και πειροχών σύνδεσης των σκελών

Στα σύνθετα τοιχώματα του χώρου, πέραν των ακραίων περιοχών που θα πρέπει να διαμορφώνονται ως υποστυλώματα, ανάλογη διαμόρφωση απαιτείται και για τα σημεία σύνδεσης μεταξύ των σκελών σύμφωνα με την παράγραφο 18.5.4. του ΕΚΟΣ/2000 (βλ. σχήμα 5.18). **Προκειμένου να ανταποκριθεί το ΟΣΚ στην συγκεκριμένη απαίτηση του κανονισμού, εκτελεί τον έλεγχο περίσφιγξης των ακραίων περιοχών των σύνθετων τοιχωμάτων τόσο στα ελεύθερα άκρα όσο και στα σημεία σύνδεσης μεταξύ των σκελών. Ο έλεγχος γίνεται ξεχωριστά για τις ακραίες ζώνες του κάθε σκέλους, με διαδικασία παρόμοια με αυτές που περιγράφονται στις παραγράφους 5.4.2.5. και 5.4.3.4. του παρόντος εγχειριδίου.**

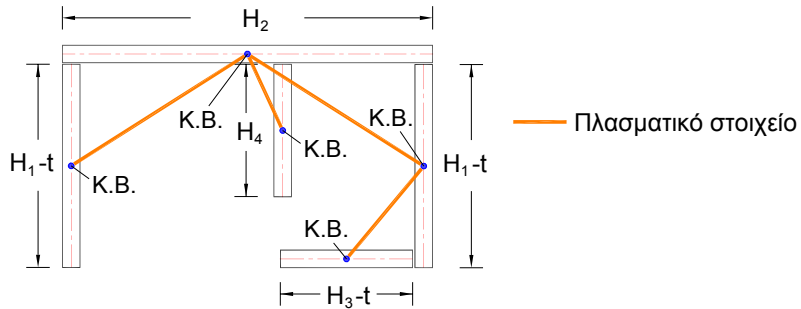


**Σχήμα 5.18** Περιοχές σύνθετων τοιχωμάτων που απαιτούν κατασκευαστική διαμόρφωση υποστυλώματος

#### Έλεγχος σε κάμψη

Ο έλεγχος των σύνθετων τοιχωμάτων σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, είναι ορθότερο να εκτελείται με τα μεγέθη της σύνθετης διατομής τους η οποία λειτουργεί ενιαία. Το ΟΣΚ σε συνεργασία με το ΡΑΦ αντιμετωπίζει τον έλεγχο αντοχής σε κάμψη των σύνθετων τοιχωμάτων ανάλογα με την μορφή της διατομής τους. Πιο συγκεκριμένα:

- Για τις διατομές τύπου Π, διπλού Π, Τ και Γ το ΟΣΚ έχει ενσωματωμένη διαδικασία υπολογισμού των μεγεθών της σύνθετης διατομής τους με βάση τα μεγέθη των επιμέρους σκελών. Έτσι εκτελεί τον έλεγχο σε διαξονική κάμψη με βάση τον χώρο αντοχής της ενιαίας διατομής με τον σπλισμό της, και με βάση το διάνυσμα δράσης που προκύπτει από την σύνθεση των επιμέρους διανυσμάτων δράσης των σκελών. Επιπλέον και ο υπολογισμός του συντέλεστη ικανοτικής μεγέθυνσης για την κάμψη (βλ. σχέση 5.50) γίνεται με τα μεγέθη έντασης και αντοχής της ενιαίας/σύνθετης διατομής.
- Για τα σύνθετα τοιχώματα τυχούσας διατομής, το ΟΣΚ ακολουθώντας την διαδικασία προσομοίωσης τους από το ΡΑΦ η οποία συνίσταται στην σύνθεση της διατομής από τα επιμέρους σκέλη τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με στερεούς βραχίονες στις στάθμες των ορόφων (βλ. σχήμα 5.19) , εκτελεί τον έλεγχο του κάθε σκέλους σε κάμψη ξεχωριστά.

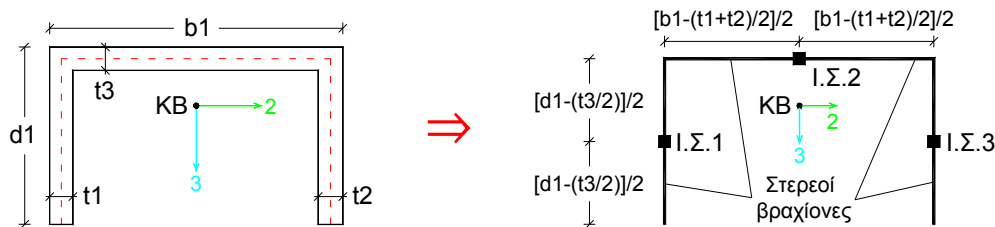


Υλοποίηση της σύνθετης διατομής από τις επιμέρους ορθογωνικές και σύνδεση τους στις στάθμες των ορόφων με το πλασματικό στοιχείο του ΡΑΦ.

**Σχήμα 5.19** Μόρφωση διατομής σύνθετου τοιχώματος από επίπεδα τοιχώματα ορθογωνικής διατομής με το ΡΑΦ

*Διαδικασία ελέγχου αντοχής σε κάμψη διατομής μονοκυψελικού πυρήνα από το ΟΣΚ (βλ. [5])*

Όπως είναι γνωστό, οι πυρήνες  $O/\Sigma$  ως κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας κτιριακών φορέων που υπόκεινται σε συνδυασμό κατακόρυφων στατικών και οριζοντίων σεισμικών φορτίων, καταπονούνται γενικώς σε διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη. Προς τούτο θα πρέπει - σύμφωνα με τις διατάξεις των παραγράφων 3.4.4 και 3.5.3 του ΕΑΚ/2000 - να γίνονται για κάθε κρίσιμη διατομή τους έλεγχοι αντοχής με βάση όλες εκείνες τις τριάδες μεγεθών  $(N, M_2, M_3)$ , όπου  $N$ =αξονική δύναμη και  $M_2, M_3$  = ροπές κάμψης κατά τους τοπικούς άξονες της διατομής, οι οποίες προκύπτουν θεωρώντας διαδοχικά την πιθανή ακραία (μέγιστη-θετική και ελάχιστη-αρνητική) τιμή του ενός από τα τρία μεγέθη και τις πιθανές ταυτόχρονες τιμές των άλλων δύο (βλ. πίνακες 4.1 και 4.2). Οι τριάδες αυτές θα πρέπει να αναφέρονται στο κέντρο βάρους της σύνθετης διατομής. Επομένως θα πρέπει - με βάση το προσομοίωμα που χρησιμοποιεί το ΡΑΦ για την προσομοίωση των μονοκυψελικών πυρήνων, και το οποίο παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα - να εκτελείται η σύνθεση των μεγεθών έντασης των τριών ισοδύναμων στύλων του προσομοιώματος, έτσι ώστε να προκύψουν τα τελικά μεγέθη σχεδιασμού που αφορούν την σύνθετη/ενιαία διατομή.



**Σχήμα 5.20** Πλαισιακό προσομοίωμα μονοκυψελικού πυρήνα, το οποίο δημιουργείται από το ΡΑΦ

Η προγραμματιστική υλοποίηση της διαδικασίας σύνθεσης από το ΡΑΦ/ΟΣΚ πραγματοποιείται μέσω ενός αλγόριθμου, τα βασικά τμήματα του οποίου παρουσιάζονται παρακάτω για την περίπτωση της ανάλυσης με τη δυναμική φασματική μέθοδο (Σημ.: Ανάλογη είναι η διαδικασία για την περίπτωση ανάλυσης με βάση την απλοποιημένη φασματική μέθοδο):

- Δυναμική ιδιομορφική ανάλυση του φορέα

Υπολογισμός των ιδιομορφικών τιμών των μεγεθών έντασης  $N_{j,i}$ ,  $M_{2j,i}$  και  $M_{3j,i}$  των ισοδύναμων στύλων  $j$  του πυρήνα για κάθε μία από τις ιδιομορφές  $i$  που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση.

- Σύνθεση των ιδιομορφικών μεγεθών των ισοδυναμικών στύλων  
Με δεδομένα τα ιδιομορφικά μεγέθη των ισοδυναμικών στύλων  $N_{j,i}$ ,  $M_{2j,i}$  και  $M_{3j,i}$  υπολογίζονται τα ιδιομορφικά μεγέθη  $N_{\text{ΠΥΡ},i}$ ,  $M_{2\text{ΠΥΡ},i}$ ,  $M_{3\text{ΠΥΡ},i}$  της ενιαίας διατομής του πυρήνα ως προς το ΚΒ της.
- Υπολογισμός των μέγιστων ιδιομορφικών τιμών των μεγεθών της ενιαίας διατομής  
Εκτελώντας μια αλληλουχία υπολογισμών (όπως π.χ. υπολογισμός συντελεστών διέγερσης, συμμετοχής κ.τ.λ., βλ. π.χ. [10], [16]) προκύπτουν οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές των μεγεθών έντασης της ενιαίας διατομής για σεισμικές διεγέρσεις κατά τη διεύθυνση δύο κάθετων μεταξύ τους αξόνων  $X$  και  $Y$ :  $N_{\text{ΠΥΡ},EX}$ ,  $M_{2\text{ΠΥΡ},EX}$ ,  $M_{3\text{ΠΥΡ},EX}$  και  $N_{\text{ΠΥΡ},EY}$ ,  $M_{2\text{ΠΥΡ},EY}$ ,  $M_{3\text{ΠΥΡ},EY}$ .
- Ιδιομορφική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών τιμών των μεγεθών της ενιαίας διατομής  
Πραγματοποιείται με εφαρμογή των σχέσεων (3.7), (3.8) και (3.9) του ΕΑΚ/2000. Από τη διαδικασία αυτή προκύπτουν οι πιθανές ακραίες τιμές των μεγεθών έντασης της ενιαίας διατομής του πυρήνα για κάθε μία από τις δύο συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης:  $exN_{\text{ΠΥΡ},EX}$ ,  $exM_{2\text{ΠΥΡ},EX}$ ,  $exM_{3\text{ΠΥΡ},EX}$  και  $exN_{\text{ΠΥΡ},EY}$ ,  $exM_{2\text{ΠΥΡ},EY}$ ,  $exM_{3\text{ΠΥΡ},EY}$ .
- Χωρική επαλληλία των μεγεθών έντασης της ενιαίας διατομής για ταυτόχρονη δράση σεισμού στις διευθύνσεις των αξόνων  $X$  και  $Y$   
Πραγματοποιείται με εφαρμογή των σχέσεων (3.10) και (3.11α,β) του ΕΑΚ/2000. Από την διαδικασία αυτή προκύπτουν οι τριάδες των τιμών των μεγεθών έντασης λόγω σεισμού. Οι τιμές αυτές επαλληλιζόμενες με τις τιμές των μεγεθών έντασης της ενιαίας διατομής του πυρήνα λόγω των κατακόρυφων στατικών φορτίων δίνουν τις τελικές τιμές σχεδιασμού (βλ. πίνακες 4.1 και 4.2), βάσει των οποίων θα πρέπει να οπλισθεί ο πυρήνας (τριάδες εντασιακών μεγεθών διαστασιολόγησης/όπλισης).  
Με δεδομένες τις δράσεις (εδώ: των τριάδων διαστασιολόγησης), πραγματοποιείται από το ΟΣΚ και για τους πυρήνες, έλεγχος μιας ήδη οπλισμένης με συγκεκριμένη διάταξη ράβδων διατομής έναντι όλων αυτών των μεγεθών σχεδιασμού (δράσεων).

## 5.5 Στοιχεία σύνθετης λειτουργίας: Πέδιλα / Τοιχώματα υπογείου

### 5.5.1 Γενικά

Τα πέδιλα και τα τοιχώματα υπογείου αποτελούν δύο τύπους στοιχείων του ΟΣΚ που δεν μπορούν να καταταγούν στις δύο γενικές κατηγορίες στοιχείων (δηλαδή των κατακορύφων στοιχείων υποστυλωμάτων / τοιχωμάτων και των δοκών), που παρουσιάστηκαν στις δύο προηγούμενες παραγράφους 5.3. και 5.4. (βλέπε και πίνακα 3.1). Ο λόγος είναι ότι η διαδικασία των ελέγχων οι οποίοι απαιτούνται για αυτά, διαφέρει σε πολλά σημεία από τους αντίστοιχους ελέγχους των άλλων δύο κατηγοριών στοιχείων.

Όσον αφορά στα πέδιλα, αυτά απαιτούν μεταξύ άλλων την εκτέλεση ελέγχων που αφορούν ισορροπία στερεού σώματος αλλά και ελέγχων των αναπτυσσόμενων τάσεων εδάφους. Επίσης η διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού τους διαφέρει από τις αντίστοιχες διαδικασίες των υποστυλωμάτων, των τοιχωμάτων και των δοκών. Τέλος και οι έλεγχοι αντοχής του σώματος των πεδίων σε κάμψη και διάτμηση γίνονται με διαφορετική διαδικασία, ενώ σε κάποιες περιπτώσεις απαιτείται και έλεγχος σε διάτμηση.

Όσον αφορά στα τοιχώματα υπογείου, αυτά διακρίνονται σε στοιχεία με τα οποία προσομοιώνονται τα τοιχώματα όλων των υπογείων ορόφων, πλην του υπογείου ορόφου ο οποίος είναι σε επαφή με το έδαφος θεμελίωσης. Πρόκειται για τα στοιχεία τα οποία στον πίνακα 3.1 χαρακτηρίζονται ως τοιχώματα υπογείου χωρίς έδραση. Επίσης ως ξεχωριστή υποκατηγορία στοιχείων ορίζεται και η κατηγορία που αφορά τοιχώματα υπογείου με έδραση τα οποία τοποθετούνται στον υπόγειο όροφο που είναι εν επαφή με το έδαφος θεμελίωσης. Γενικά τα τοιχώματα υπογείου, χαρακτηρίζονται από την διπλή λειτουργία τους η οποία συνίσταται από την λειτουργία δίσκου λόγω των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων που μέσω αυτών μεταφέρονται στο έδαφος, αλλά και από τη λειτουργία πλάκας υπό τις ωθήσεις των γαιών που περιβάλλουν τα υπόγεια και υπό τις ενδεχόμενες ροπές λόγω έκκεντρης έδρασης (ασύμμετρο πέλμα). Επιπλέον τα τοιχώματα υπογείου τα οποία είναι εν επαφή με το έδαφος θεμελίωσης απαιτούν ελέγχους παρόμοιους με τους ειδικούς ελέγχους των πεδιλοδοκών που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 5.3.4. του παρόντος εγχειριδίου. Επομένως, η διαδικασία των ελέγχων των τοιχωμάτων υπογείου είναι σύνθετη και διαφορετική από τα υπολοιπά στοιχεία όπως θα παρουσιαστεί και στις παραγράφους που ακολουθούν. Υπενθυμίζεται επίσης ότι τα τοιχώματα υπογείου είναι σε κάθε περίπτωση στοιχεία Χ.Α.Α.Π..

### 5.5.2 Έλεγχοι των πεδίων

Οι έλεγχοι στους οποίους θα πρέπει να «υποβληθεί» κάθε μεμονωμένο πέδιλο σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, είναι οι εξής:

α. Έλεγχος για την απώλεια στατικής ισορροπίας:

α1. Έλεγχος σε ανατροπή.

α2. Έλεγχος σε ολίσθηση.

β. Έλεγχος υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (έλεγχος θραύσης του εδάφους).

γ. Έλεγχος αντοχής του σώματος του πεδίου (έλεγχος σε κάμψη, διάτμηση και διάτρηση).

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι θα πρέπει να διενεργηθούν τόσο για μη σεισμικούς όσο και για σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων, όπως θα παρουσιαστεί παρακάτω.

**Το ΟΣΚ εκτελεί όλους τους προαναφερθέντες ελέγχους, εκτός του ελέγχου σε ολίσθηση. Ο έλεγχος μεμονωμένου πεδίου σε ολίσθηση δεν εκτελείται, καθώς δεν θεωρείται απαραίτητος αφού ο σχεδιασμός θεμελιώσεων σε σεισμογενείς περιοχές όπως η Ελληνική δεν επιτρέπει την κατασκευή πεδίων χωρίς την μεταξύ τους σύνδεση με συνδετήριες δοκούς. Επομένως τα πέδιλα δεν έχουν τη δυνατότητα να ολισθήσουν σαν μεμονωμένα στερεά σώματα.**

#### 5.5.2.1 Προσδιορισμός μεγεθών σχεδιασμού

Οι έλεγχοι των μεμονωμένων πεδίων που εκτέθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, εκτελούνται κατά τα γνωστά με την εφαρμογή της βασικής ανίσωσης ελέγχου αντοχής (βλ. ΕΚΟΣ/2000, σχέση 6.1):

$$S_d \leq R_d \Rightarrow \gamma_f \cdot S_k \leq \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (5.60)$$

Η παραπάνω σχέση στηρίζεται στους μερικούς συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις ( $\gamma_f$ ) και για τις αντοχές ( $\gamma_m$ ). Όσον αφορά τους μερικούς συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις, ισχύουν οι τιμές του παρακάτω πίνακα:

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	Φορτίσεις		
	Μόνιμες ( $\gamma_g$ )		Μεταβλητές ( $\gamma_q$ )
	Δυσμενείς	Ευμενείς	Δυσμενείς
<b>A</b>	1.00 (1.35)	1.00 (1.00)	1.50
<b>B</b>	1.35	1.00	1.50
<b>Γ</b>	1.00	1.00	1.00

Περίπτωση Α Έλεγχοι απώλειας στατικής ισορροπίας

Περίπτωση Β Έλεγχοι αστοχίας του σώματος της θεμελίωσης

Περίπτωση Γ Έλεγχοι αστοχίας του εδάφους

Όσον αφορά στους μερικούς συντελεστές ασφαλείας για τις αντοχές:

- Για τα υλικά κατασκευής του σώματος της θεμελίωσης (σκυρόδεμα, χάλυβας) ισχύουν οι γνωστές τιμές που χρησιμοποιούνται και στους ελέγχους δομικών στοιχείων ανωδομής.

- Για τον υπολογισμό της τιμής της αντοχής σχεδιασμού του εδάφους θεμελίωσης, διακρίνονται δυο περιπτώσεις. Η πρώτη αφορά την περίπτωση κατά την οποία είναι διαθέσιμα στον μελετητή τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους και επομένως είναι δυνατός ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας με την βοήθεια καταλλήλων σχέσεων που είναι διαθέσιμες στην βιβλιογραφία. Στην περίπτωση αυτή ο EC7 [4] προτείνει τιμή για τον συντελεστή ασφάλειας ίση με 1.4 (δεν υπάρχει ανάλογη προτεινόμενη τιμή από τον ΕΚΟΣ/2000). Εναλλακτικά υπάρχει και η δυνατότητα να γίνει χρήση μερικών συντελεστών ασφαλείας για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους (και η εκδοχή αυτή αναπτύσσεται στον EC7). Στην περίπτωση κατά την οποία δεν είναι διαθέσιμα στοιχεία για τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, τότε θα πρέπει να γίνει εκτίμηση της τάσης σχεδιασμού από σχετικούς πίνακες ή από την εμπειρία που προκύπτει από γειτονικά έργα. **Το ΟΣΚ υιοθετεί την διαδικασία εισαγωγής από τον χρήστη της κατάλληλης τιμής της επιτρεπόμενης τάσης του εδάφους, με βάση τα στοιχεία που αυτός έχει για το έδαφος θεμελίωσης. Ωστόσο έχει ενσωματωμένους πίνακες με τις τιμές των επιτρεπομένων τάσεων εδάφους σύμφωνα με διάφορους κανονισμούς που ισχύουν σε διάφορες χώρες (τονίζεται ότι ανάλογοι πίνακες δεν διατίθενται στους Ελληνικούς κανονισμούς).**

Όλα τα παραπάνω ισχύουν για την περίπτωση των ελέγχων για συνδυασμούς δράσεων που δεν περιέχουν σεισμό. Όταν οι έλεγχοι αφορούν σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων τότε όσον αφορά στις δράσεις, ο ΕΑΚ/2000 προτείνει την εφαρμογή της παρακάτω σχέσης για τον υπολογισμό των δράσεων σχεδιασμού όταν τα πέδιλα ανήκουν σε κτίρια Μ.Α.Α.Π.:

$$S_{Fd} = S_v + \alpha_{CD} \cdot S_E \quad (5.61)$$

Στην παραπάνω σχέση:

$S_v$  = η τιμή της δράσης (ροπή, τέμνουσα και αξονική δύναμη) από τον συνδυασμό  $G+\psi_2 \cdot Q$

$S_E$  = η τιμή του ίδιου μεγέθους η οποία προέρχεται από την συνιστώσα της σεισμικής δράσης στην οποία αντιστοιχεί η σεισμική ροπή η οποία χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης  $\alpha_{CD}$  από την παρακάτω σχέση:

$$\alpha_{CD} = 1.20 \cdot \left( \frac{M_R}{M_E} \right) - \left( \frac{M_v}{M_E} \right) \leq \alpha \quad (5.62)$$

Όπου:

$M_E$  είναι η ροπή λόγω σεισμικής δράσης για την οποία έγινε αναφορά στα πλαίσια της σχέσης (5.61),

$M_v$  είναι η ροπή που αντιστοιχεί στο συνδυασμό δράσεων  $G+\psi_2 \cdot Q$ .

$M_R$  είναι η υπολογιστική ροπή αντοχής

Οι ροπές αυτές είναι οι ροπές που αναπτύσσονται στο εδραζόμενο επί του υπό έλεγχο πεδίου στοιχείο (υποστύλωμα ή τοίχωμα), και πιο συγκεκριμένα στο σημείο όπου είναι πιθανό ή ενδεχόμενο να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση. Το σημείο αυτό είναι το σημείο σύνδεσης του πεδίου με το εδραζόμενο επί αυτού στοιχείο. Σύμφωνα με το εδάφιο 5.2.2[2] του ΕΑΚ/2000 ο υπολογισμός του  $\alpha_{CD}$  θα πρέπει να γίνει ξεχωριστά για τις δυο κατευθύνσεις της σεισμικής δράσης. Επίσης, σύμφωνα με το εδάφιο 5.2.2[4] του ΕΑΚ/2000 όταν ένα στοιχείο θεμελίωσης φέρει περισσότερα του ενός κατακόρυφα στοιχεία, τότε επιτρέπεται να χρησιμοποιείται για τον συντελεστή  $\alpha_{CD}$  τιμή ίση με 1.35.

### Προσδιορισμός μεγεθών σχεδιασμού των μεμονωμένων πεδίων από το ΟΣΚ

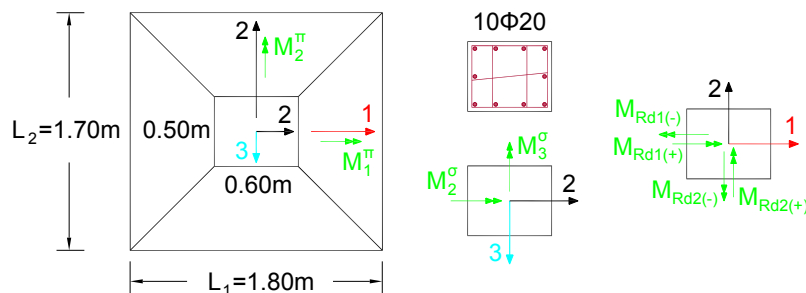
Το ΟΣΚ εφαρμόζει την διαδικασία υπολογισμού των μεγεθών σχεδιασμού για τα πέδιλα που φέρουν ένα κατακόρυφο στοιχείο με βάση την αλληλουχία υπολογισμών που παρουσιάζεται παρακάτω. Στην περίπτωση κατά την οποία το πέδιλο φέρει περισσότερα του ενός στοιχεία, τότε χωρίς περαιτέρω υπολογισμούς και αξιοποιώντας τα γραφόμενα στο εδάφιο 5.2.2[4] του ΕΑΚ/2000 για τα οποία έγινε αναφορά πιο πάνω, λαμβάνεται  $\alpha_{CD}=1.35$ .

Υπενθυμίζεται εδώ ότι τα μεγέθη σχεδιασμού για ένα πέδιλο, προκύπτουν με βάση την φιλοσοφία προσομοίωσης του ΡΑΦ (βλ. παράγραφο 8.6.2. του σχετικού εγχειριδίου τεκμηρίωσης), από τις αντιδράσεις των τριών ελατηρίων που τοποθετούνται από το πρόγραμμα στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης του. Από τις αντιδράσεις αυτές (τις δύο ροπές κατά τις διευθύνσεις των δύο τοπικών του αξόνων 1 και 2, και της μίας δύναμης κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Z) υπολογίζονται οι τάσεις εδάφους καθώς και όλα όσα μεγέθη απαιτούνται για τον έλεγχο ισορροπίας αλλά και αντοχής του σώματος του πεδίου. Δηλαδή η εφαρμογή της σχέσης (5.61) αφορά στα πλαίσια του ΟΣΚ, τις αντιδράσεις των ελατηρίων του προσομοιώματος ενός πεδίου.

Τα βήματα της διαδικασίας υπολογισμού των μεγεθών σχεδιασμού ενός πεδίου είναι τα εξής:

1. Μετατροπή των μεγεθών έντασης λόγω G, Q και  $E_x$ ,  $E_y$  (δηλαδή λόγω σεισμού κατά X και λόγω σεισμού κατά Y) του φερόμενου κατακόρυφου στοιχείου από το τοπικό του σύστημα αναφοράς, στο τοπικό σύστημα αναφοράς του πεδίου. Η διαδικασία αυτή είναι απαραίτητη διότι η εφαρμογή των σχέσεων (5.61) και (5.62) στις οποίες υπεισέρχονται τόσο μεγέθη έντασης του πεδίου όσο και του φερόμενου από αυτό κατακόρυφου στοιχείου, απαιτεί να αναφέρονται όλα τα μεγέθη αυτά στο τοπικό σύστημα του πεδίου (Υπενθυμίζεται, ότι τα πέδιλα μπορεί να είναι στραμμένα ως προς τους στύλους που φέρουν).
2. Εφαρμογή της σχέσης (5.62) για τον υπολογισμό του συντελεστή  $\alpha_{CD}$  ξεχωριστά για σεισμική διέγερση κατά X και για σεισμική διέγερση κατά Y.
3. Υπολογισμός των μεγεθών έντασης του πεδίου λόγω σεισμικής διέγερσης, μέσω της χωρικής επαλληλίας των μεγεθών του λόγω σεισμού κατά X και κατά Y τα οποία είναι πολλαπλασιασμένα με τους αντίστοιχους συντελεστές  $\alpha_{CD}$  που υπολογίστηκαν κατά το προηγούμενο βήμα.
4. Επαλληλία των μεγεθών του προηγούμενου βήματος, με τα μεγέθη του συνδυασμού  $G+\psi_2 \cdot Q$ .

Η όλη ως άνω περιγραφόμενη διαδικασία υπολογισμού είναι αρκετά σύνθετη στις λεπτομέρειες της. Για να γίνει περισσότερο κατανοητή θα παρουσιαστεί με ένα παράδειγμα. Για λόγους απλοποίησης το συγκεκριμένο παράδειγμα αφορά πέδιλο που φέρει υποστύλωμα οι τοπικοί άξονες της διατομής του οποίου είναι παράλληλοι με τους τοπικούς άξονες του πεδίου. Τα δεδομένα του πεδίου και του φερόμενου υποστυλώματος δίνονται στο σχήμα που ακολουθεί:



**Σχήμα 5.21** Γεωμετρικά δεδομένα πεδίου και υποστυλώματος

**Πίνακας 5.10** Δεδομένα υπολογισμού μεγεθών σχεδιασμού για ικανοτικό σχεδιασμό πεδίου.

G+ψ <sub>2</sub> Q		ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΚΑΤΑ Χ: E <sub>x</sub>		ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΚΑΤΑ Υ: E <sub>y</sub>	
Πέδιλο	Υποστύλωμα	Πέδιλο	Υποστύλωμα	Πέδιλο	Υποστύλωμα
(Τοπικό σύστημα πεδίου)	(Τοπικό σύστημα υποστυλώματος)	(Τοπικό σύστημα πεδίου)	(Τοπικό σύστημα υποστυλώματος)	(Τοπικό σύστημα πεδίου)	(Τοπικό σύστημα υποστυλώματος)
M <sub>1,v</sub> =-0,58	M <sub>2,v</sub> =-24,09	exM <sub>1,Ex</sub> =4,75	exM <sub>2,Ex</sub> =92,98	exM <sub>1,Ey</sub> =12,10	exM <sub>2,Ey</sub> =212,51
M <sub>2,v</sub> =-6,17	M <sub>3,v</sub> =-51,34	exM <sub>2,Ex</sub> =11,14	exM <sub>3,Ex</sub> =304,21	exM <sub>2,Ey</sub> =6,39	exM <sub>3,Ey</sub> =121,79
P <sub>,v</sub> =444,64	P <sub>,v</sub> =-797,02	exP <sub>,Ex</sub> =20,46	exP <sub>,Ex</sub> =20,83	exP <sub>,Ey</sub> =41,98	exP <sub>,Ey</sub> =51,22

Στον παραπάνω πίνακα δίνονται τα μεγέθη έντασης που αποτελούν τα αρχικά δεδομένα με τα οποία θα γίνει η διαδικασία υπολογισμού των μεγεθών ικανοτικού σχεδιασμού του πεδίου.

**Πίνακας 5.11** Μετατροπή των μεγεθών έντασης του υποστυλώματος από το τοπικό του σύστημα στο τοπικό σύστημα του πεδίου.

G+ψ <sub>2</sub> Q		ΔΙΕΓΕΡΣΗ E <sub>x</sub>		ΔΙΕΓΕΡΣΗ E <sub>y</sub>	
M <sub>1,v</sub> =	-24,09	exM <sub>1,Ex</sub> =	92,98	exM <sub>1,Ey</sub> =	212,51
M <sub>2,v</sub> =	51,34	exM <sub>2,Ex</sub> =	304,21	exM <sub>2,Ey</sub> =	121,79
P <sub>,v</sub> =	797,02	exP <sub>,Ex</sub> =	20,83	exP <sub>,Ey</sub> =	51,22

Τα μεγέθη του παραπάνω πίνακα προκύπτουν από την κάτωθι μητρώϊκή σχέση μετασχηματισμού:

$$[S_{col}]_{FLCS} = [T_{GF}] \cdot [T_G]^T \cdot [S_{col}]_{CLCS} \tag{5.63}$$

Στη σχέση αυτή:

- [S<sub>col</sub>] είναι το μητρώο με τα μεγέθη έντασης του υποστυλώματος η μορφή του οποίου είναι:

$$[S_{col}]_{CLCS}^T = [P \ V_2 \ V_3 \ T \ M_2 \ M_3] \rightarrow [S_{col}]_{FLCS}^T = [V_1 \ V_2 \ V_3 \ M_1 \ M_2 \ M_3]$$

- Ο δείκτης FLCS σημαίνει Foot Local Coordinate System.
- Ο δείκτης CLCS σημαίνει Column Local Coordinate System.
- T<sub>G</sub> είναι το μητρώο μετασχηματισμού των μεγεθών έντασης του υποστυλώματος, από το τοπικό σύστημα αναφοράς της διατομής του, στο καθολικό σύστημα αναφοράς.
- T<sub>GF</sub> είναι το μητρώο μετασχηματισμού των μεγεθών έντασης του υποστυλώματος, από το καθολικό σύστημα αναφοράς, στο τοπικό σύστημα του πεδίου.

Θα πρέπει να διευκρινιστεί ότι η εφαρμογή της σχέσης (5.63) για τα μεγέθη λόγω της σεισμικής δράσης γίνεται σε επίπεδο ιδιομορφικών μεγεθών. Δηλαδή, γίνεται ο μετασχηματισμός των ιδιομορφικών μεγεθών έντασης του υποστυλώματος από το τοπικό του σύστημα στο τοπικό σύστημα του πεδίου, και έπειτα ακολουθεί η διαδικασία της ιδιομορφικής επαλληλίας ξεχωριστά για τις σεισμικές διεγέρσεις κατά Χ και κατά Υ (η διαδικασία αυτή στηρίζεται κατά τα γνωστά την παράγραφο 3.4.3 του ΕΑΚ/2000). Έτσι προκύπτουν τα μεγέθη λόγω των σεισμικών δράσεων E<sub>x</sub> και E<sub>y</sub> του πίνακα 5.11.

Επόμενο βήμα της διαδικασίας, είναι ο προσδιορισμός των ροπών αντοχής του υποστυλώματος ο οποίος απαιτείται για την εφαρμογή της σχέσης (5.62). Οι ροπές αντοχής που θα πρέπει να προσδιοριστούν, είναι οι ροπές αντοχής σε μονοαξονική κάμψη του υποστυλώματος περί τους τοπικούς

άξονες 1 και 2 του πεδίου. Όσον αφορά στις αξονικές δυνάμεις του υποστυλώματος για τις οποίες θα υπολογιστούν οι ροπές αντοχής, το ΟΣΚ κάνει την παραδοχή ότι οι δυνάμεις αυτές πρέπει να είναι οι εξής:

$$\begin{aligned}
 P_{1,Ex} &= P_G + \psi_2 \cdot P_Q + exP_{Ex} = -797.02 + 20.83 = -776.19\text{kN} \\
 P_{2,Ex} &= P_G + \psi_2 \cdot P_Q - exP_{Ex} = -797.02 - 20.83 = -817.85\text{kN} \\
 P_{1,Ey} &= P_G + \psi_2 \cdot P_Q + exP_{Ey} = -797.02 + 51.22 = -745.8\text{kN} \\
 P_{2,Ey} &= P_G + \psi_2 \cdot P_Q - exP_{Ey} = -797.02 - 51.22 = -848.24\text{kN}
 \end{aligned}
 \tag{5.64}$$

Με βάση τις παραπάνω αξονικές δυνάμεις υπολογίζονται οι ροπές αντοχής της διατομής του υποστυλώματος σε μονοαξονική κάμψη (για την επεξήγηση των συμβόλων βλ. σχήμα 5.21):

**Πίνακας 5.12** Ροπές αντοχής σε μονοαξονική κάμψη του φερόμενου υποστυλώματος

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣΦΕΡΟΝΤΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)					
Αξονική δύναμη		$M_{RD1(+)}$	$M_{RD1(-)}$	$M_{RD2(+)}$	$M_{RD2(-)}$
$P_{1,EX}$	$P_G + \psi_2 \cdot P_Q + P_{EX}$	391,93	-391,93	446,12	-446,12
$P_{2,EX}$	$P_G + \psi_2 \cdot P_Q - P_{EX}$	394,43	-394,43	450,7	-450,7
$P_{1,EY}$	$P_G + \psi_2 \cdot P_Q + P_{EY}$	390,08	-390,08	442,73	-442,73
$P_{2,EY}$	$P_G + \psi_2 \cdot P_Q - P_{EY}$	396,28	-396,28	453,23	-453,23

(Οι ροπές αντοχής υπολογίζονται από τον ενσωματωμένο αλγόριθμο προσδιορισμού του χώρου αντοχής διατομών οπλισμένου σκυροδέματος).

Με διαθέσιμα τα δεδομένα από τους πίνακες 5.10, 5.11 και 5.12 μπορεί να υπολογιστεί ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης  $\alpha_{CD}$  του πεδίου από την σχέση (5.62). Στο παρακάτω πίνακα δίνονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα του υπολογισμού αυτού:

Πίνακας 5.13 Τιμές του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης του πεδίου

Συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης $\alpha_{CD}$											
$E_X$	Λόγω $P_1$	$\alpha_{CD}[M_{RD1(+)}]$	3,50	3,50	$\alpha_{CD}(M_{RD1})$	3,50	$\alpha_{CD}[M_{RD2(+)}]$	1,591	1,61	$\alpha_{CD}(M_{RD2})$	1,947
	Λόγω $P_2$		3,50					$\alpha_{CD}[M_{RD2(+)}]$			
	Λόγω $P_1$	$\alpha_{CD}[M_{RD1(-)}]$	3,50	3,50			$\alpha_{CD}[M_{RD2(-)}]$	1,929	1,95		
	Λόγω $P_2$		3,50					$\alpha_{CD}[M_{RD2(-)}]$			
$E_Y$	Λόγω $P_1$	$\alpha_{CD}[M_{RD1(+)}]$	2,089	2,124	$\alpha_{CD}(M_{RD1})$	2,351	$\alpha_{CD}[M_{RD2(+)}]$	3,50	3,50	$\alpha_{CD}(M_{RD2})$	3,50
	Λόγω $P_2$		2,124					$\alpha_{CD}[M_{RD2(+)}]$			
	Λόγω $P_1$	$\alpha_{CD}[M_{RD1(-)}]$	2,316	2,351			$\alpha_{CD}[M_{RD2(-)}]$	3,50	3,50		
	Λόγω $P_2$		2,351					$\alpha_{CD}[M_{RD2(-)}]$			

Παρατηρήσεις:

- Υπολογίζονται οι τιμές του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης ξεχωριστά για την σεισμική διέγερση κατά Χ και κατά Υ, σύμφωνα με το εδάφιο 5.2.2[2] του ΕΑΚ/2000.
- Για κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής διέγερσης ( $E_X$  και  $E_Y$ ) υπολογίζονται τιμές του  $\alpha_{CD}$  οι οποίες αντιστοιχούν σε ροπές κάμψης του φερόμενου υποστυλώματος κατά τις διευθύνσεις των τοπικών αξόνων 1 και 2 του πεδίου.
- Οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης υπολογίζονται για τις δυνάμεις  $P_1$  και  $P_2$  της σχέσης (5.64).
- Με βάση τα παραπάνω, ο υπολογισμός του συντελεστή  $\alpha_{CD}$  που αντιστοιχεί σε σεισμική διέγερση κατά Υ (δηλ.  $E_Y$ ) και για ροπή κάμψης του υποστυλώματος κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 1 του πεδίου εκτελείται:

(α) Θεωρώντας ότι η φορά του διανύσματος της ροπής κάμψης λόγω σεισμού (δηλ. της  $exM_{1,EX}$ ) έχει τη θετική φορά του τοπικού άξονα 1 του πεδίου (έτσι η αντιστοιχούσα σε αυτή ροπή αντοχής του υποστυλώματος είναι η  $M_{RD1(+)}$ ) και ότι το υποστύλωμα καταπονείται από αξονική δύναμη  $P_1$  ή  $P_2$  αντίστοιχα. Έτσι προκύπτουν οι δύο κάτωθι τιμές του  $\alpha_{CD}$ :

$$\alpha_{CD} [M_{RD1(+)}(P_{1,EY})] = 1.20 \cdot \left( \frac{390.08}{212.51} \right) - \left( \frac{|-24.09|}{212.51} \right) = 2.089 \leq q = 3.5 \Rightarrow \alpha_{CD} [M_{RD1(+)}(P_{1,EY})] = 2.089$$

$$\alpha_{CD} [M_{RD1(+)}(P_{2,EY})] = 1.20 \cdot \left( \frac{396.28}{212.51} \right) - \left( \frac{|-24.09|}{212.51} \right) = 2.124 \leq q = 3.5 \Rightarrow \alpha_{CD} [M_{RD1(+)}(P_{2,EY})] = 2.124$$

Από τις δύο αυτές τιμές επιλέγεται η μεγαλύτερη 2.124.

(β) Θεωρώντας ότι η φορά του διανύσματος της ροπής κάμψης λόγω σεισμού (δηλ. της  $exM_{1,EX}$ ) έχει την αρνητική φορά του τοπικού άξονα 1 του πεδίου (έτσι η αντιστοιχούσα σε αυτή ροπή αντοχής του υποστυλώματος είναι η  $M_{RD1(-)}$ ) και ότι το υποστύλωμα καταπονείται από αξονική δύναμη  $P_1$  ή  $P_2$  αντίστοιχα. Έτσι προκύπτουν οι δύο κάτωθι τιμές του  $\alpha_{CD}$ :

$$\alpha_{CD} [M_{RD1(-)}(P_{1,EY})] = 1.20 \cdot \left( \frac{390.08}{212.51} \right) + \left( \frac{|-24.09|}{212.51} \right) = 2.316 \leq q = 3.5 \Rightarrow \alpha_{CD} [M_{RD1(-)}(P_{1,EY})] = 2.316$$

$$\alpha_{CD} [M_{RD1(+)}(P_{2,EY})] = 1.20 \cdot \left( \frac{396.28}{212.51} \right) + \left( \frac{-24.09}{212.51} \right) = 2.351 \leq q = 3.5 \Rightarrow \alpha_{CD} [M_{RD1(+)}(P_{2,EY})] = 2.351$$

Από τις δύο αυτές τιμές επιλέγεται η μεγαλύτερη 2.351.

Έτσι η τελική τιμή του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης  $\alpha_{CD}$  του πεδύλου λόγω σεισμικής διέγερσης κατά τον καθολικό άξονα Y, για ροπές κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 1 είναι:

$$\alpha_{CD1,EY} = \max\{2.124, 2.351\} = 2.351$$

Με ανάλογο τρόπο υπολογίζονται και οι υπόλοιποι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης.

Έχοντας υπολογίσει τους συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης, ακολουθεί το τελευταίο στάδιο της διαδικασίας υπολογισμού των μεγεθών σχεδιασμού του πεδύλου που αφορά την χωρική επαλληλία των μεγεθών έντασης λόγω σεισμού κατά τις διευθύνσεις των αξόνων X και Y, και τέλος την εφαρμογή της σχέσης (5.61).

Στον παρακάτω πίνακα, παρουσιάζονται τα μεγέθη έντασης του πεδύλου (δηλ. οι αντιδράσεις των τριών ελατηρίων που τοποθετούνται από το πρόγραμμα στο κέντρο βάρους της επιφάνειας έδρασης του) λόγω της ταυτόχρονης δράσης σεισμού κατά τις διευθύνσεις των καθολικών άξονων X και Y (δηλ. λόγω  $E_x$  και  $E_y$  ταυτόχρονα).

**Πίνακας 5.14** Αντιδράσεις ελαστικής έδρασης του πεδύλου λόγω ταυτόχρονης δράσης σεισμού σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις X και Y στα πλαίσια του ικανοτικού σχεδιασμού.

ΤΕΛΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ ΠΕΔΥΛΟΥ		
P	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
exP= 46,70	M <sub>1,P</sub> = 12,64	M <sub>2,P</sub> = 8,21
N <sub>,M1</sub> = 45,38	exM <sub>1</sub> = 32,96	M <sub>2,M1</sub> = 5,67
N <sub>,M2</sub> = 29,85	M <sub>1,M2</sub> = 5,74	exM <sub>2</sub> = 31,15

Τα μεγέθη του παραπάνω πίνακα προκύπτουν από την εφαρμογή των σχέσεων χωρικής επαλληλίας της παραγράφου 3.4.4 του ΕΑΚ/2000. Εξαιρέση αποτελούν τα μεγέθη των ακραίων τιμών των ροπών  $exM_1$  και  $exM_2$ . Τα συγκεκριμένα μεγέθη προκύπτουν από τα μεγέθη του πίνακα 5.10 αφού πολλαπλασιαστούν με τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης  $\alpha_{CD}$  του πίνακα 5.13. Ο υπολογισμός γίνεται ως εξής:

$$\begin{aligned} exM_1 &= \sqrt{[\alpha_{CD,EX}(M_{RD1}) \cdot exM_{1,EX}]^2 + [\alpha_{CD,EY}(M_{RD1}) \cdot exM_{1,EY}]^2} \\ &= \sqrt{[3.50 \cdot 4.75]^2 + [2.351 \cdot 12.10]^2} = 32.96 \end{aligned} \quad (5.65\alpha)$$

$$\begin{aligned} exM_2 &= \sqrt{[\alpha_{CD,EX}(M_{RD2}) \cdot exM_{2,EX}]^2 + [\alpha_{CD,EY}(M_{RD2}) \cdot exM_{2,EY}]^2} \\ &= \sqrt{[1.947 \cdot 11.14]^2 + [3.50 \cdot 6.39]^2} = 31.15 \end{aligned} \quad (5.65\beta)$$

Τέλος με εφαρμογή της σχέσης (5.61) – και με δεδομένα από τους πίνακες 5.10 και 5.14 – προκύπτουν τα τελικά μεγέθη σχεδιασμού του πεδύλου τα οποία δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 5.15 Μεγέθη σχεδιασμού του πεδίου

ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΠΕΔΙΟΥ						
	P		M <sub>1</sub>		M <sub>2</sub>	
(1)	<b>P<sub>,v</sub>+exP=</b>	<b>491,33</b>	M <sub>1,v</sub> +M <sub>1,P</sub> =	12,05	M <sub>2,v</sub> +M <sub>2,P</sub> =	2,03
(2)	P <sub>,v</sub> +P <sub>,M1</sub> =	490,02	<b>M<sub>1,v</sub>+exM<sub>1</sub>=</b>	<b>32,38</b>	M <sub>2,v</sub> +M <sub>2,M1</sub> =	-0,50
(3)	P <sub>,v</sub> +P <sub>,M2</sub> =	474,48	M <sub>1,v</sub> +M <sub>1,M2</sub> =	5,16	<b>M<sub>2,v</sub>+exM<sub>2</sub>=</b>	<b>24,97</b>
(4)	<b>P<sub>,v</sub>-exP=</b>	<b>397,94</b>	M <sub>1,v</sub> -M <sub>1,P</sub> =	-13,22	M <sub>2,v</sub> -M <sub>2,P</sub> =	-14,38
(5)	P <sub>,v</sub> -P <sub>,M1</sub> =	399,25	<b>M<sub>1,v</sub>-exM<sub>1</sub>=</b>	<b>-33,54</b>	M <sub>2,v</sub> -M <sub>2,M1</sub> =	-11,85
(6)	P <sub>,v</sub> -P <sub>,M2</sub> =	414,79	M <sub>1,v</sub> -M <sub>1,M2</sub> =	-6,33	<b>M<sub>2,v</sub>-exM<sub>2</sub>=</b>	<b>-37,32</b>

Η παραπάνω διαδικασία εκτελείται σε περίπτωση κατά την οποία το πέδιλο ανήκει σε κτίριο Μ.Α.Α.Π. (για τις προϋποθέσεις βλ. παράγραφο 4.4.). Στην περίπτωση που το πέδιλο ανήκει σε κτίριο Χ.Α.Α.Π. τότε ισχύει η σχέση (5.61) εφόσον όμως τεθεί  $\alpha_{OD}=1.00$ . Επομένως σχηματίζεται και στην περίπτωση αυτή, πίνακας μεγεθών σχεδιασμού ανάλογος του πίνακα 5.15.

### 5.5.2.2 Έλεγχος σε ανατροπή

Ο έλεγχος των πεδίων σε ανατροπή εκτελείται για τους παρακάτω συνδυασμούς δράσεων:

- G+1.50Q.
- 1.35G+1.50Q.
- Για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων Μ.Α.Α.Π. ή Χ.Α.Α.Π. (Σχέση 5.61 και Πίνακας 5.15).

Δηλαδή, ο έλεγχος σε ανατροπή γίνεται συνολικά για 8 συνδυασμούς δράσεων – 2 στατικούς και 6 σεισμικούς.

Το κριτήριο του ελέγχου σε ανατροπή είναι ο περιορισμός των εκκεντροτήτων  $e_1$  και  $e_2$ . Η παράγραφος 5.2.3.2α[4] του ΕΑΚ/2000 δίνει τα όρια εντός των οποίων θα πρέπει να περιορίζονται οι εκκεντρότητες. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται η διάκριση μεταξύ των κανονικών και των ευπαθών εδαφών. Για τα κανονικά εδάφη ορίζει ότι θα πρέπει:

$$e_1 < \frac{L_1}{3} \quad e_2 < \frac{L_2}{3} \quad (5.66\alpha)$$

Όταν συνυπάρχουν εκκεντρότητες σε δυο διευθύνσεις ο ΕΑΚ/2000 στο εδάφιο 5.2.3.2α[4] θέτει όριο για την ελάχιστη ενεργό επιφάνεια έδρασης (δηλαδή της επιφάνειας που δεν θεωρείται αδρανής) το 1/9 της συνολικής επιφάνειας έδρασης. Συμβατή με τη παραπάνω διάταξη είναι και η διάταξη του ENV92-3 σύμφωνα με την οποία όταν υπάρχει διπλή εκκεντρότητα τότε θα πρέπει να ελέγχεται η ανίσωση:

$$e_{12} = \left(\frac{e_1}{L_1}\right)^2 + \left(\frac{e_2}{L_2}\right)^2 \leq \frac{1}{9} \quad (5.66\beta)$$

Οι παραπάνω περιορισμοί για την περίπτωση των ευπαθών εδαφών γίνονται:

$$e_1 < \frac{L_1}{4} \quad e_2 < \frac{L_2}{4} \quad (5.67\alpha)$$

$$e_{12} = \left(\frac{e_1}{L_1}\right)^2 + \left(\frac{e_2}{L_2}\right)^2 \leq \frac{1}{16} \quad (5.67\beta)$$

Οι εκκεντρότητες  $e_1$  και  $e_2$  ορίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$e_1 = -\frac{M_2}{P} \quad e_2 < \frac{M_1}{P} \quad (5.68)$$

**Το ΡΑΦ/ΟΣΚ δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να ορίσει αν το έδαφος θεμελίωσης είναι ευπαθές ή όχι και έτσι προσαρμόζει ανάλογα τα όρια των παραπάνω ανισώσεων ελέγχου. Έτσι ελέγχονται οι ανισότητες (5.66α), (5.66β) όταν το έδαφος θεμελίωσης είναι κανονικό, ή οι ανισότητες (5.67α), (5.67β) όταν το έδαφος θεμελίωσης είναι ευπαθές.**

Έτσι για το πέδιλο του παραδείγματος (σχήμα 5.21) θεωρώντας ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι ευπαθές, ο έλεγχος σε ανατροπή από το ΟΣΚ, με βάση τα παραπάνω, δίνει τα αποτελέσματα που δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

**Πίνακας 5.16** Αποτελέσματα ελέγχου ανατροπής πεδίλου

	P	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>1,οριακό</sub>	e <sub>2</sub>	e <sub>2,οριακό</sub>	e <sub>12</sub>	e <sub>12,οριακό</sub>
(1) <b>G+1.5Q</b>	514,38	-0,88	-7,44	0,0145	0,45	0,002	0,425	6,6E-05	0,0625
(2) <b>1.35G+1.5Q</b>	663,90	-1,05	-9,49	0,0143		0,002		6,4E-05	
(3)	491,33	12,05	2,03	0,0041		0,025		2,1E-04	
(4)	490,02	32,38	-0,50	0,0010		0,066		1,5E-03	
(5) <b>G+ψ<sub>2</sub>Q±α<sub>CD</sub>E</b>	474,48	5,16	24,97	0,0526		0,011		9,0E-04	
(6)	397,94	-13,22	-14,38	0,0361		0,033		7,8E-04	
(7)	399,25	-33,54	-11,85	0,0297		0,084		2,7E-03	
(8)	414,79	-6,33	-37,32	0,0900		0,015		2,6E-03	

**5.5.2.3 Έλεγχος υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους**

Ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους ή ο έλεγχος θραύσης του εδάφους εκτελείται για τους παρακάτω συνδυασμούς δράσεων:

- G+Q.
- Για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων Μ.Α.Α.Π. ή Χ.Α.Α.Π. (Σχέση 5.61 και Πίνακας 5.15).

Δηλαδή, ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους γίνεται συνολικά για 7 συνδυασμούς δράσεων – 1 στατικό και 6 σεισμικούς.

Για τον υπολογισμό των τάσεων που αναπτύσσονται στην διεπιφάνεια εδάφους-πεδίλου γίνεται η παραδοχή ομοιόμορφης κατανομής (παραδοχή Meyerhof) με ταυτόχρονη θεώρηση μειωμένης ενεργής επιφάνειας έδρασης. Ο υπολογισμός αυτός έχει περιγραφεί αναλυτικά στην παράγραφο 8.6.2. του εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ. Εδώ απλώς παρατίθεται η σχέση υπολογισμού των ενεργών τάσεων:

$$\sigma_{\text{αναπτ}} = \frac{P}{[L_1 - 2 \cdot |M_2/P|] \cdot [L_2 - 2 \cdot |M_1/P|]} \quad (\text{Όπου } P, M_1, M_2 \text{ είναι οι αντιδράσεις των ελατηρίων του πεδίλου}) \quad (5.69)$$

Για το πέδιλο του παραδείγματος (σχήμα 5.21) ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του εδάφους από το ΟΣΚ με βάση τη σχέση (5.69), δίνει τα αποτελέσματα που δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 5.17 Αποτελέσματα ελέγχου φέρουσας ικανότητας του εδάφους

		P	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	σ <sub>αναπτ.</sub>	σ <sub>επιτρ.</sub>	CR
(1)	G+Q	485,32	-0,75	-6,91	161,45	250,0	0,65
(2)	G+ψ <sub>2</sub> Q±α <sub>CD</sub> E	491,33	12,05	2,03	166,10	375,0	0,44
(3)		490,02	32,38	-0,50	173,83	375,0	0,46
(4)		474,48	5,16	24,97	166,83	375,0	0,44
(5)		397,94	-13,22	-14,38	141,00	375,0	0,38
(6)		399,25	-33,54	-11,85	149,72	375,0	0,40
(7)		414,79	-6,33	-37,32	153,36	375,0	0,41

Όσον αφορά στις επιτρεπόμενες τάσεις του σεισμικού συνδυασμού, στον παραπάνω πίνακα θεωρήθηκε ότι είναι κατά 50% μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες τάσεις λόγω στατικών φορτίων:  $1.5 \cdot 250 = 375 \text{ kN/m}^2$ .

**Σε περίπτωση κατά την οποία για κάποιον από τους ελεγχόμενους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων προκύψει ανύψωση του πεδίου (αρνητική-εφελκυστική τάση), τότε αυτό αναγράφεται στα αποτελέσματα ελέγχου του συγκεκριμένου συνδυασμού και δεν εκτελούνται οι υπόλοιποι έλεγχοι για αυτόν. Όμως όλοι οι έλεγχοι για τους υπόλοιπους συνδυασμούς εκτελούνται κανονικά.**

#### 5.5.2.4 Έλεγχος αντοχής του σώματος του πεδίου

Ο έλεγχος αντοχής του σώματος του πεδίου, αφορά τους ελέγχους των πτερυγίων του πεδίου σε κάμψη, διάτμηση και διάτρηση. Οι έλεγχοι αυτοί εκτελούνται για τους εξής συνδυασμούς δράσεων:

– 1.35G+1.50Q.

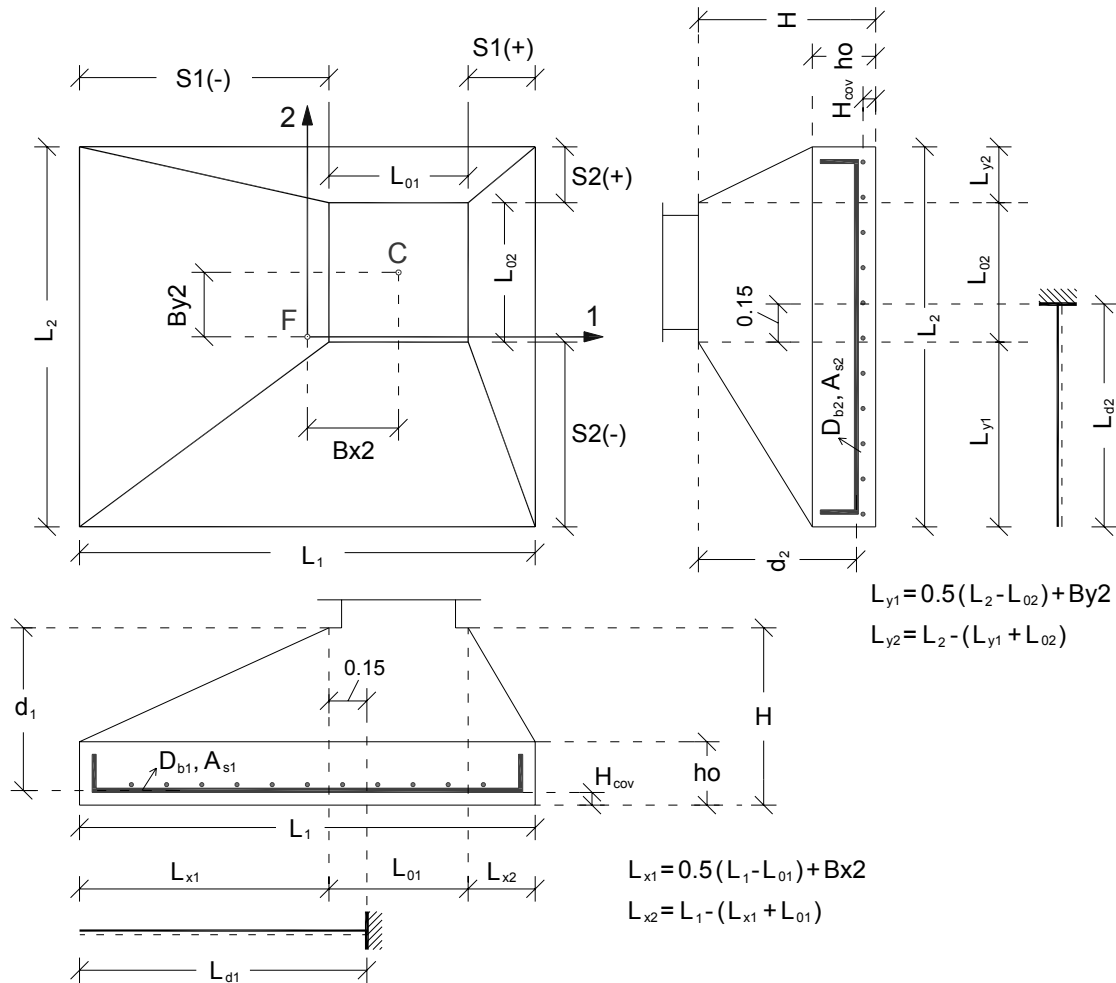
– Για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων Μ.Α.Α.Π. ή Χ.Α.Α.Π. (Σχέση 5.61 και Πίνακας 5.15).

Δηλαδή εκτελούνται συνολικά για 7 συνδυασμούς δράσεων – 1 στατικό και 6 σεισμικούς.

Η περιγραφή της διαδικασίας των ελέγχων αυτών παρουσιάζεται στις ακόλουθες παραγράφους.

#### Έλεγχος σε κάμψη

Ο έλεγχος ξεκινά με τον υπολογισμό των προβόλων επί των οποίων θα υπολογιστούν οι καμπτικές ροπές που επιπονούν το πέδιλο. Στην γενική περίπτωση του πεδίου με την διπλή εκκεντρότητα, ορίζονται τέσσερις πρόβολοι. Δυο κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 1 του πεδίου και δυο κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα 2. Οι πρόβολοι που ορίζονται σε κάθε μια από τις δυο διευθύνσεις δεν έχουν το ίδιο μήκος.



**Σχήμα 5.22** Γεωμετρικά δεδομένα για τον έλεγχο κάμψης ενός πεδίου

Επομένως ο έλεγχος ανά διεύθυνση θα πρέπει να γίνει με το πρόβολο που έχει το μεγαλύτερο μήκος, δεδομένου ότι αυτός δίνει και τις μεγαλύτερες ροπές (βλέπε σχήμα 5.22). Έτσι για τον έλεγχο των καμπτικών ροπών  $M_2$  (δηλαδή για τον έλεγχο της επάρκειας των ράβδων οπλισμού που είναι παράλληλες με τον άξονα 1) του πεδίου χρησιμοποιείται ο πρόβολος  $L_{d1}$  το μήκος του οποίου είναι:

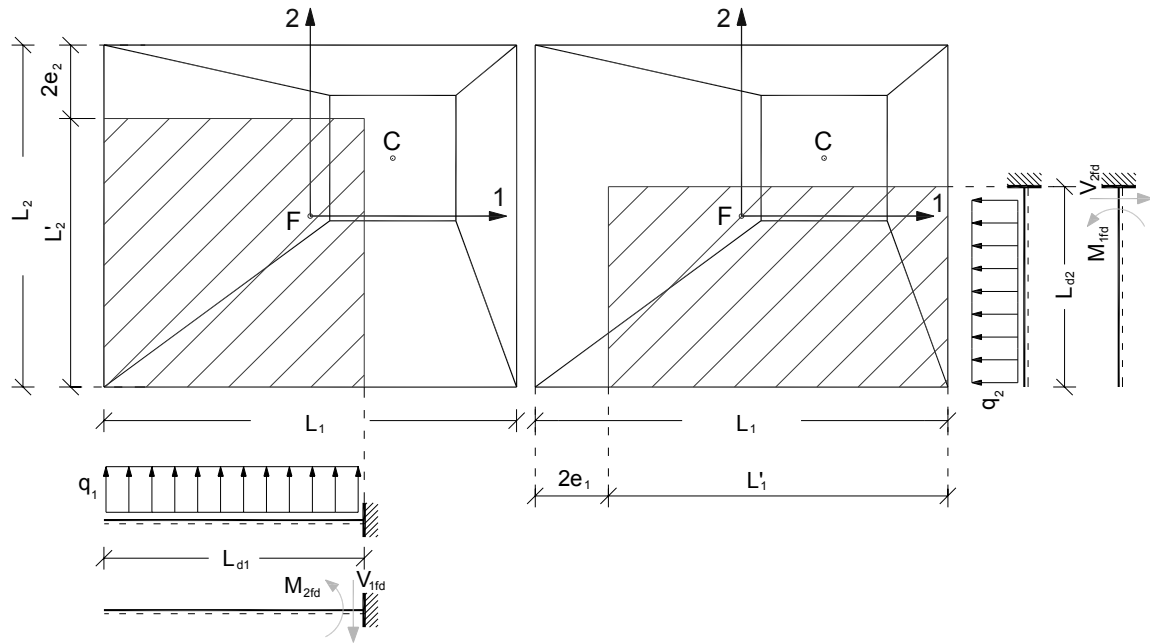
$$L_{d1} = \max\{L_{x1}, L_{x2}\} + 0.15 \tag{5.70α}$$

Το 0.15 με το οποίο αυξάνεται το μήκος πρόβολου στην παραπάνω σχέση, λαμβάνει υπόψη την μικρή κατασκευαστική διαπλάτυνση του λαιμού του πεδίου (συνήθως περίπου 5 εκατοστά), αλλά και το ότι συνίσταται μία αύξηση 10 εκατοστών για το υπολογιστικό μήκος του πρόβολου.

Αντίστοιχα, για τον έλεγχο των καμπτικών ροπών  $M_1$  (δηλαδή για τον έλεγχο της επάρκειας των ράβδων οπλισμού που είναι παράλληλες με τον άξονα 2) του πεδίου χρησιμοποιείται ο πρόβολος  $L_{d2}$  το μήκος του οποίου είναι:

$$L_{d2} = \max\{L_{y1}, L_{y2}\} + 0.15 \tag{5.70β}$$

Επόμενο βήμα αποτελεί ο υπολογισμός του φορτίου των προβόλων με το οποίο θα υπολογιστούν οι καμπτικές ροπές σχεδιασμού. Όπως και στην περίπτωση του ελέγχου θραύσης του εδάφους, γίνεται η παραδοχή του μειωμένου ενεργού πλάτους της επιφάνειας θεμελίωσης. Έτσι αφενός λαμβάνονται υπόψη οι εκκεντρότητες των φορτίων του πεδίου, και αφετέρου δίνεται η δυνατότητα θεώρησης ομοιόμορφων τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – πεδίου. Ο υπολογισμός γίνεται με την βοήθεια του παρακάτω σχήματος:



$$M_{2fd} = \frac{1.05}{2} \cdot \sigma_{\text{αναπτ}} \cdot (L_2 - 2 \cdot |e_2|) \cdot L_{d1}^2$$

$$M_{1fd} = \frac{1.05}{2} \cdot \sigma_{\text{αναπτ}} \cdot (L_1 - 2 \cdot |e_1|) \cdot L_{d2}^2$$

**Σχήμα 5.23** Υπολογισμός των καμπτικών ροπών για τον έλεγχο του σώματος του πεδίου σε κάμψη.

Ο συντελεστής 1.05 με τον οποίο υπολογίζονται οι ροπές του παραπάνω σχήματος, απαιτείται προκειμένου να ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι ο υπολογισμός γίνεται με την θεώρηση ομοιόμορφων τάσεων, και όχι τάσεων με γραμμικό νόμο μεταβολής (βλ. π.χ. [8], [11]). Υπενθυμίζεται ότι οι τάσεις  $\sigma_{\text{αναπτ}}$  υπολογίζονται από τη σχέση 5.69. Οι ροπές του σχήματος 5.23 θα πρέπει να συγκριθούν με τις ροπές αντοχής των κρίσιμων διατομών του πεδίου οι οποίες εισάγονται ως δεδομένα στο ΟΣΚ από το ΡΑΦ, με βάση τα γεωμετρικά στοιχεία και τον σπλισμό του πεδίου (βλέπε σχήμα 5.22).

Το τελικό εξαγόμενο του ελέγχου είναι οι λόγοι εξάντλησης της αντοχής των κρίσιμων διατομών ελέγχου του πεδίου για τους 7 συνδυασμούς φόρτισης. Οι λόγοι εξάντλησης ορίζονται γενικώς ως εξής:

$$CR_{M1fd} = M_{1fd} / M_{Rd1} \tag{5.71α}$$

$$CR_{M2fd} = M_{2fd} / M_{Rd2} \tag{5.71β}$$

Όσον αφορά τον έλεγχο αντοχής σε κάμψη του πεδίου του παραδείγματος, τα δεδομένα και τα αποτελέσματα του ελέγχου παρουσιάζονται στους ακόλουθους πίνακες:

Πίνακας 5.18 Δεδομένα ελέγχου σε κάμψη του πεδίου του παραδείγματος

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ							
$L_1=$	1,8	$L_{01}=$	0,6	$B_{x2}=$	0	$H=$	0,8
$L_2=$	1,7	$L_{02}=$	0,5	$B_{y2}=$	0	$h_0=$	0,4
ΟΠΛΙΣΜΟΣ							
Διεύθυνση τοπικού άξονα 1:		Φ12/15	Ροπή αντοχής σε κάμψη:		405,72		
Διεύθυνση τοπικού άξονα 2:		Φ12/15	Ροπή αντοχής σε κάμψη:		429,58		
Βοηθητικά μεγέθη							
$L_{x1}=$	0,6	$L_{x2}=$	0,6	$L_{d1}=$	0,75	$M_{Rd1}=$	429,58
$L_{y1}=$	0,6	$L_{y2}=$	0,6	$L_{d2}=$	0,75	$M_{Rd2}=$	405,72

Πίνακας 5.19 Αποτελέσματα ελέγχου σε κάμψη του πεδίου του παραδείγματος

	P	$M_1$	$M_2$	$\sigma_{\text{αναπτ.}}$	$M_{1fd}$	$CR_{M1fd}$	$M_{2fd}$	$CR_{M2fd}$
(1) <b>1.35G+1.50Q</b>	663,90	-1,05	-9,49	220,88	115,54	0,269	110,68	0,273
(2)	491,33	12,05	2,03	166,10	87,89	0,205	80,98	0,200
(3)	490,02	32,38	-0,50	173,83	92,30	0,215	80,48	0,198
(4)	474,48	5,16	24,97	166,83	83,49	0,194	82,68	0,204
(5)	397,94	-13,22	-14,38	141,00	71,94	0,167	68,02	0,168
(6)	399,25	-33,54	-11,85	149,72	76,96	0,179	67,74	0,167
(7)	414,79	-6,33	-37,32	153,36	73,37	0,171	75,61	0,186

### Έλεγχος σε διάτμηση

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται με διαδικασία ανάλογη αυτής των στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης όπως περιγράφεται από την παράγραφο 11.1 του ΕΚΟΣ/2000. Τα πέδιλα είναι στοιχεία τα οποία κατά κανόνα προτιμάται να διαστασιολογούνται κατά τέτοιο τρόπο έτσι ώστε η τέμνουσα σχεδιασμού να παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα. Έτσι το ΟΣΚ εκτελεί τον έλεγχο με το κριτήριο αυτό. Επομένως αν προκύψει κάποιο πέδιλο ανεπαρκές σε τέμνουσα τότε συστήνεται η αύξηση του ύψους  $H$  (βλ. σχήμα 5.22) και όχι η τοποθέτηση οπλισμού διάτμησης. Μια άλλη σημαντική παραδοχή του ΟΣΚ είναι ότι εκτελεί τον έλεγχο σε διάτμηση στη διατομή του πεδίου στην οποία εκτελείται και ο έλεγχος σε κάμψη όπως περιγράφεται στα σχήματα 5.22 και 5.23. Σύμφωνα με την παράγραφο 11.1.1 του ΕΚΟΣ/2000 ο έλεγχος σε διάτμηση επιτρέπεται να γίνεται σε απόσταση  $d$  από την παρειά άμεσης στήριξης (στην περίπτωση του πεδίου από τον «λαιμό» του). Ωστόσο το ΟΣΚ για λόγους απλοποίησης των υπολογισμών πραγματοποιεί τον έλεγχο στην παρειά της στήριξης. Η επιλογή αυτή στην περίπτωση επιπέδων πεδίων (δηλ. πεδίων σταθερού ύψους με  $H=h_0$ ) είναι σαφώς προς την πλευρά της ασφάλειας καθώς η τέμνουσα σχεδιασμού είναι μεγαλύτερη στην παρειά στήριξης. Στην περίπτωση των κωνικών πεδίων με μεταβλητό ύψος, ο έλεγχος στην παρειά γίνεται με μεγαλύτερο στατικό ύψος απ' ότι στην περίπτωση που γίνεται σε απόσταση  $d$  από αυτήν. Επομένως στην περίπτωση αυτή υπολογίζεται μεγαλύτερη τέμνουσα αντοχής  $V_{Rd1}$ . Όμως το γεγονός αυτό, που ενδεχομένως θα καθιστούσε την επιλογή αυτή μη ασφαλή, αντισταθμίζεται από το ότι, όπως τονίστηκε

και πιο πάνω, στην παρεία της στήριξης η τέμνουσα είναι μεγαλύτερη από την τέμνουσα σε απόσταση  $d$  από αυτήν.

Ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής  $V_{Rd1}$  γίνεται με βάση τη γενική σχέση:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_{\lambda}) \cdot b_w \cdot d \quad (5.72)$$

Η εφαρμογή της σχέσης αυτής στην περίπτωση των πεδίων γίνεται σε δύο διευθύνσεις για τους δύο προβόλους του σχήματος 5.23, και είναι προσαρμοσμένη στην παραδοχή του μειωμένου ενεργού πλάτους. Έτσι το πλάτος  $b_w$  εξαρτάται από τις εκκεντρότητες  $e_1$  και  $e_2$ . Αυτό σημαίνει ότι ο υπολογισμός των αντοχών  $V_{Rd1}$  εξαρτάται από τον εξεταζόμενο συνδυασμό φόρτισης:

$$V_{Rd1,1} = \tau_{Rd} \cdot k_1 \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_{\lambda 1}) \cdot [L_2 - 2 \cdot |e_2|] \cdot d_1 \quad (5.73\alpha)$$

$$V_{Rd1,2} = \tau_{Rd} \cdot k_2 \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_{\lambda 2}) \cdot [L_1 - 2 \cdot |e_1|] \cdot d_2 \quad (5.73\beta)$$

Όσον αφορά στις υπόλοιπες παραμέτρους που υπεισέρχονται στις (5.73) ισχύουν τα εξής:

$$d_1 = H - \left( H_{cov} + \frac{D_{b1}}{2} \right) \quad (5.74\alpha)$$

$$d_2 = H - \left( H_{cov} + D_{b1} + \frac{D_{b2}}{2} \right) \quad (5.74\beta)$$

$$\rho_{\lambda 1} = \frac{A_{s1}}{d_1 \cdot L_2} \quad (5.75\alpha)$$

$$\rho_{\lambda 2} = \frac{A_{s2}}{d_2 \cdot L_1} \quad (5.75\beta)$$

$$k_1 = 1.60 - d_1 \geq 1.00 \quad k_2 = 1.60 - d_2 \geq 1.00 \quad (5.76)$$

Το  $\tau_{Rd}$  λαμβάνεται από τον Πίνακα 11.1 του ΕΚΟΣ/2000

Όσον αφορά στις τέμνουσες σχεδιασμού (δράσεις), αυτές με βάση το σχήμα 5.23 είναι:

$$V_{1fd} = 0.95 \cdot \sigma_{\sigma_{\text{αυττ}}} \cdot (L_2 - 2 \cdot e_2) \cdot L_{d1} \quad (5.77\alpha)$$

$$V_{2fd} = 0.95 \cdot \sigma_{\sigma_{\text{αυττ}}} \cdot (L_1 - 2 \cdot e_1) \cdot L_{d2} \quad (5.77\beta)$$

Ο συντελεστής 0.95 με τον οποίο υπολογίζονται οι τέμνουσες σχεδιασμού απαιτείται προκειμένου να ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι ο υπολογισμός γίνεται με την θεώρηση ομοίμορφων τάσεων, και όχι τάσεων με γραμμικό νόμο μεταβολής (βλ. π.χ. [8], [11]).

Το τελικό εξαγόμενο του ελέγχου είναι οι λόγοι εξάντλησης της αντοχής των κρίσιμων διατομών ελέγχου του πεδίου για τους 7 συνδυασμούς φόρτισης. Οι λόγοι εξάντλησης ορίζονται γενικώς ως εξής:

$$CR_{V1fd} = V_{1fd} / V_{Rd1,1} \quad (5.78\alpha)$$

$$CR_{V2fd} = V_{2fd} / V_{Rd1,2} \quad (5.78\beta)$$

Όσον αφορά τον έλεγχο αντοχής σε διάτμηση του πεδίου του παραδείγματος, τα δεδομένα και τα αποτελέσματα του ελέγχου παρουσιάζονται στους ακόλουθους πίνακες:

Πίνακας 5.20 Δεδομένα ελέγχου σε διάτμηση του πεδίου του παραδείγματος

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ			
$L_1=$	1,8	$L_{01}=$	0,6
$L_2=$	1,7	$L_{02}=$	0,5
$B_{x2}=$	0	$B_{y2}=$	0
$H=$	0,8	$h_o=$	0,4
ΟΠΛΙΣΜΟΣ			
Διεύθυνση τοπικού άξονα 1:	Φ12/15	$A_{s1}=$	12,44
Διεύθυνση τοπικού άξονα 2:	Φ12/15	$A_{s2}=$	13,57
		$\tau_{Rd}=$	260
		$H_{cov}=$	0,05
Βοηθητικά μεγέθη / Υλικά			
$L_{x1}=$	0,6	$L_{x2}=$	0,6
$L_{y1}=$	0,6	$L_{y2}=$	0,6
$L_{d1}=$	0,75	$L_{d2}=$	0,75
$f_{cd}=$	13333,33	$f_{yk}=$	434782,6
$d_1=$	0,744	$\rho_{\lambda 1}=$	0,00098
$d_2=$	0,732	$\rho_{\lambda 2}=$	0,00103
		$k_1=$	1,00
		$k_2=$	1,00

Πίνακας 5.21 Αποτελέσματα ελέγχου σε διάτμηση του πεδίου του παραδείγματος

	$ e_1 $	$ e_2 $	$\sigma_{αναπτ.}$	$V_{1fd}$	$V_{Rd1\_1}$	$CR_{V1fd}$	$V_{2fd}$	$V_{Rd1\_2}$	$CR_{V2fd}$
(1) 1.35G+1.50Q	0,0143	0,0016	220,88	267,04	406,79	0,656	278,77	418,45	0,666
(2) G+ψ <sub>2</sub> Q±α <sub>cd</sub> E	0,0041	0,025	166,10	195,38	395,79	0,494	212,05	423,25	0,501
(3)	0,0010	0,066	173,83	204,48	375,87	0,544	222,68	424,72	0,524
(4)	0,0526	0,011	166,83	196,24	402,34	0,488	201,44	400,34	0,503
(5)	0,0361	0,033	141,00	165,85	391,63	0,423	173,56	408,13	0,425
(6)	0,0297	0,084	149,72	176,12	367,27	0,480	185,69	411,19	0,452
(7)	0,0900	0,015	153,36	180,40	400,24	0,451	177,02	382,70	0,463

**Έλεγχος σε διάτμηση**

Ο έλεγχος σε διάτμηση **δεν απαιτείται** εφόσον εκπληρώνεται η συνθήκη  $s_1 < H$  ή  $s_2 < H$  (βλ. σχήμα 5.22). Τα μήκη  $s_1$  και  $s_2$  εισάγονται στο ΟΣΚ από το ΡΑΦ, και ορίζονται ως εξής:

$$s_1 = \max \{L_{x1}, L_{x2}\}$$

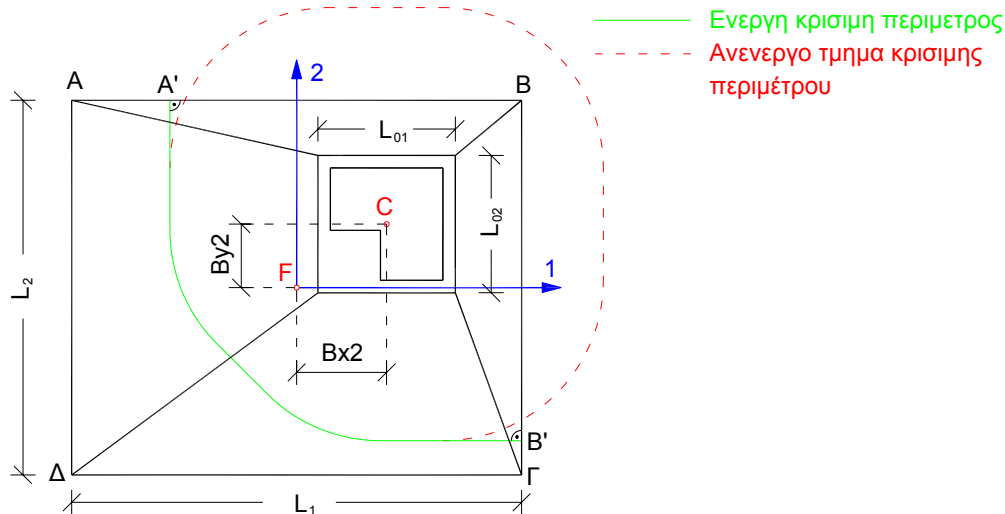
$$s_2 = \max \{L_{y1}, L_{y2}\}$$

Εφόσον απαιτηθεί έλεγχος, εκτελείται από το ΟΣΚ ως ακολούθως:

- Υπολογισμός της κρίσιμης περιμέτρου  $u_{crit}$  (η οποία καθορίζει την κρίσιμη διατομή ελέγχου σε διάτμηση) η οποία εξαρτάται από την μορφή της διατομής του φερόμενου υποστυλώματος, και από την γωνία που σχηματίζει ο κόλουρος κώνος ή κόλουρη πυραμίδα με τη βάση του πεδίου. Το ΡΑΦ/ΟΣΚ ακολουθεί τη σύσταση του ΕΚΟΣ/2000 (Παράγραφος 13.1.1) σύμφωνα με την οποία η γωνία αυτή θα πρέπει λαμβάνεται για τα πέδιλα ίση με 45°. Τέλος ο υπολογισμός της κρίσιμης περιμέτρου εξαρτάται και από το αν το υποστυλωμα βρίσκεται κοντά στα όρια της περιμέτρου της εδραζόμενης επιφάνειας του πεδίου, όποτε θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι παρατηρήσεις της παραγράφου 13.2.3 (βλ. σχήμα Σ13.7 του ΕΚΟΣ/2000).

- Υπολογισμός της κρίσιμης επιφάνειας  $A_{crit}$  η οποία περικλείεται από την κρίσιμη περίμετρο. Ο υπολογισμός αυτός επηρεάζεται από τις ίδιες παραμέτρους που επηρεάζουν την τιμή της κρίσιμης περιμέτρου.

Οι ορισμοί των δυο παραπάνω μεγεθών επεξηγούνται με τη βοήθεια του παρακάτω σχήματος:



**Σχήμα 5.24** Ορισμός της κρίσιμης περιμέτρου και της κρίσιμης επιφάνειας για τον έλεγχο του πεδίου σε διάτρηση

Η συνολική επιφάνεια που περικλείεται από την πράσινη και την κόκκινη διακεκομμένη γραμμή είναι η επιφάνεια η οποία θα ήταν κρίσιμη αν η διατομή του υποστυλώματος ήταν μακριά από τα ελεύθερα άκρα του πεδίου. Ωστόσο επειδή δεν συμβαίνει στην συγκεκριμένη περίπτωση κάτι τέτοιο, η κρίσιμη περίμετρος είναι μόνον η πράσινη γραμμή (A'-B'), ενώ η κρίσιμη επιφάνεια είναι η επιφάνεια που περικλείεται από την κλειστή γραμμή (A'-B-B'-A'). Τονίζεται ότι η περίμετρος που αντιστοιχεί στην πράσινη γραμμή ελέγχεται αν είναι μικρότερη από την κλειστή γραμμή που θα όριζε την κρίσιμη περίμετρο αν το υποσύλωμα ήταν μακριά από την ελεύθερη περίμετρο του πεδίου. Η απαίτηση αυτή περιγράφεται στην παράγραφο 13.2.1 του ΕΚΟΣ/2000 (Σχήμα Σ13-4).

Ειδική περίπτωση αποτελεί η περίπτωση των πεδίων τοιχωμάτων για τα οποία η κρίσιμη περίμετρος περιορίζεται μόνον στα άκρα της διατομής όπως φαίνεται στο σχήμα Σ13.4 του ΕΚΟΣ/2000. Το ΟΣΚ εφαρμόζει πλήρως τη συγκεκριμένη σύσταση του κανονισμού.

**Ο υπολογισμός των παραμέτρων  $A_{crit}$  και  $u_{crit}$  με όλες τις απαιτήσεις του ΕΚΟΣ/2000 που παρουσιάστηκαν πιο πάνω, εκτελείται από το ΡΑΦ. Έτσι οι τιμές αυτές εισάγονται ως δεδομένα στο ΟΣΚ για τους περαιτέρω υπολογισμούς:**

- Υπολογισμός της δρώσας τέμνουσας σχεδιασμού  $v_{sd}$  η οποία δίνεται σε kN/m της κρίσιμης περιμέτρου από την παρακάτω σχέση:

$$v_{sd} = \beta \cdot \left( \frac{V_{sd,red}}{u_{crit}} \right) \quad (5.79)$$

Παρατηρήσεις

- Ο συντελεστής β εξαρτάται από την θέση του υποστυλώματος, και οι τρεις τιμές που μπορεί να λάβει εξαρτώνται από την θέση του υποστυλώματος εντός της κάτοψης και δίνονται στην παράγραφο 13.3 του ΕΚΟΣ/2000. Ο συντελεστής β εισάγεται στο ΟΣΚ από το ΡΑΦ και εκφράζει το «βαθμό» της έκκεντρης επιβολής των φορτίων στο πέδιλο. Αφορά όμως ΜΟΝΟΝ τις μη σεισμικές εκκεντρότητες φόρτισης.
- Το  $V_{sd,red}$  είναι η τέμνουσα δύναμη που δρα κατά μήκος της βάσης του κώνου διάτρησης. Η δύναμη αυτή είναι η αξονική δύναμη που καταπονεί το πέδιλο. Ωστόσο υπάρχει η δυνατότητα να μειωθεί στην παρακάτω τιμή:

$$V_{sd,red} = P - \left[ \frac{P}{(L_1 \cdot L_2)} \cdot A_{crit} \right] \quad (5.80)$$

Το P είναι η τιμή σχεδιασμού του κατακόρυφου φορτίου που καταπονεί το πέδιλο. Είναι δηλαδή η τιμή της αντίδρασης του κατακόρυφου (κατά την διεύθυνση του καθολικού άξονα Z) μεταφορικού ελατηρίου του πεδίλου που αντιστοιχεί στους συνδυασμούς φόρτισης για τους οποίους εκτελείται ο έλεγχος διάτρησης.

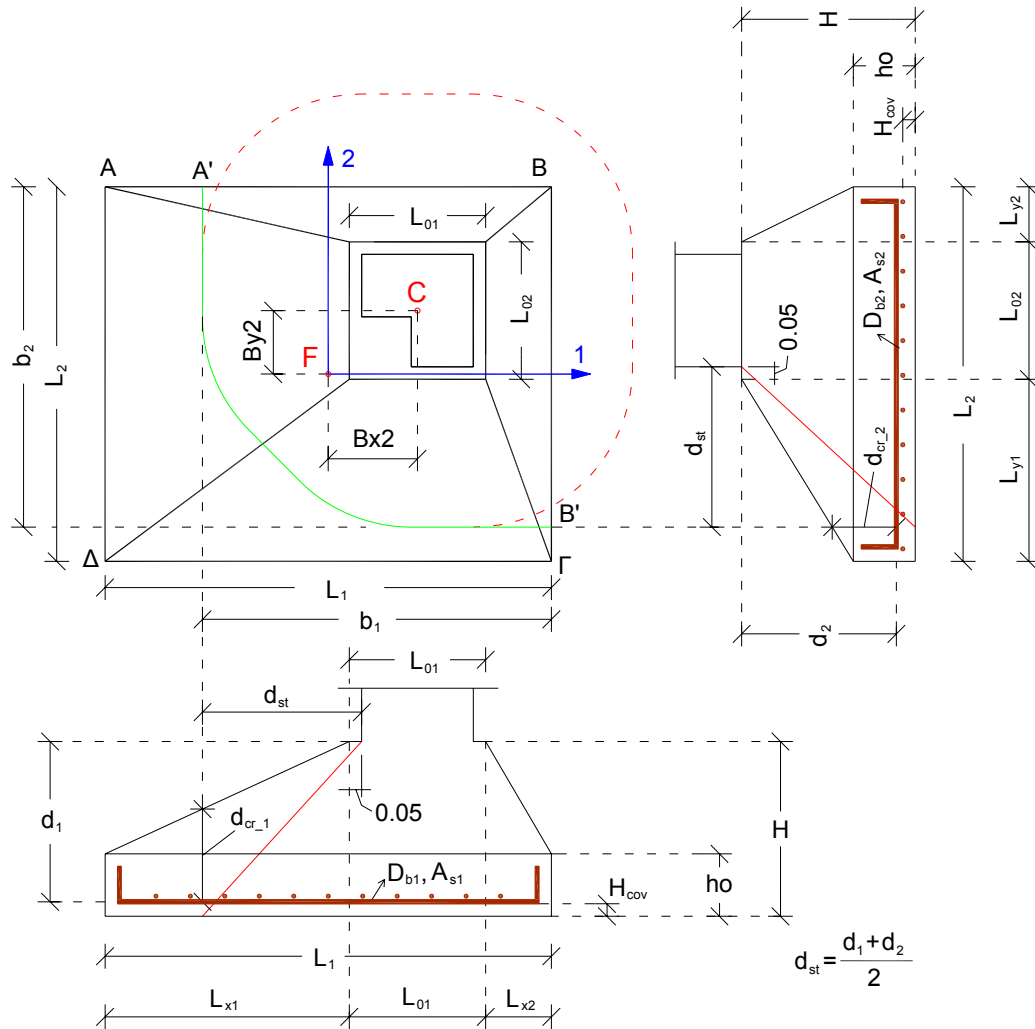
2. Υπολογισμός της τέμνουσας την οποία μπορεί να παραλάβει το πέδιλο χωρίς να χρειαστεί την συνδρομή οπλισμού διάτρησης. Η τέμνουσα αυτή είναι η  $v_{Rd1}$  και υπολογίζεται με την βοήθεια της σχέσης (13.8) του ΕΚΟΣ2000:

$$v_{Rd1} = T_{Rd} \cdot \kappa \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d \quad (5.81)$$

Στην παραπάνω σχέση τα  $T_{Rd}$  και  $\kappa$  ορίζονται όπως ακριβώς στην περίπτωση του ελέγχου σε διάτμηση (βλ. προηγούμενη παράγραφο 5.5.2.4.2.). Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί για τον υπολογισμό των  $\rho_l$  και d. Το d υπολογίζεται από το ΟΣΚ με την σχέση:

$$d = \frac{d_{cr_1} + d_{cr_2}}{2} \quad (5.82)$$

Τα  $d_{cr_1}$  και  $d_{cr_2}$  ορίζονται με τη βοήθεια του παρακάτω σχήματος:



**Σχήμα 5.25** Βοηθητικά δεδομένα για τον υπολογισμό της τέμνουσας αντοχής σε διάτρηση  $V_{Rd1}$   
 (Στο παραπάνω σχήμα ορίζεται και το μέσο στατικό ύψος  $d_{st}$  το οποίο προκύπτει από τα στατικά ύψη  $d_1$  και  $d_2$  – που υπολογίζονται από τις σχέσεις (5.74α), (5.74β) – χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της κρίσιμης περιμέτρου).

Τα  $d_{cr,1}$  και  $d_{cr,2}$  δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$d_{cr,1} = - \left[ \frac{H - h_o}{\max\{L_{x1}, L_{x2}\}} \right] \cdot (d_{st} - 0.05) + \left[ H - H_{cov} - \frac{D_{b1}}{2} \right] \quad (5.83\alpha)$$

$$d_{cr,2} = - \left[ \frac{H - h_o}{\max\{L_{y1}, L_{y2}\}} \right] \cdot (d_{st} - 0.05) + \left[ H - H_{cov} - D_{b1} - \frac{D_{b2}}{2} \right] \quad (5.83\beta)$$

Τα  $L_{x1}$ ,  $L_{x2}$ ,  $L_{y1}$ ,  $L_{y2}$  ορίζονται στο σχήμα 5.22.

Το  $\rho_i$  δίνεται από την παρακάτω σχέση (Παράγραφος 13.4.1 του ΕΚΟΣ/2000):

$$\rho_i = \min \left\{ \left( \sqrt{\rho_{i1} \cdot \rho_{i2}} \right), 0.015 \right\} \quad (5.84)$$

Όπου τα  $\rho_{11}$  και  $\rho_{12}$  είναι τα ποσοστά των ράβδων οπλισμού στις δυο διευθύνσεις 1 και 2, **κατά μήκος της κρίσιμης περιμέτρου**. Όπου:

$$\rho_{11} = \frac{A_{s1}}{d_{cr,1} \cdot L_2} \quad (5.85\alpha)$$

$$\rho_{12} = \frac{A_{s2}}{d_{cr,2} \cdot L_1} \quad (5.85\beta)$$

Η παραπάνω σχέση χρησιμοποιείται με βάση την παραδοχή ότι οι ράβδοι οπλισμού του πεδίου είναι ομοιόμορφα τοποθετημένοι σε όλη την έκταση του πεδίου κατά διευθύνσεις και τον δύο τοπικών αξόνων 1 και 2.

Μετά τον υπολογισμό της δράσης σχεδιασμού  $v_{sd}$  από την (5.79) και της αντοχής  $V_{Rd1}$  από την (5.81) υπολογίζεται και ο αντίστοιχος λόγος εξάντλησης:

$$CR_{vRd1,stat} = \frac{v_{sd}}{V_{Rd1}} \quad (5.86)$$

Με την (5.86) ολοκληρώνεται ο έλεγχος έναντι διάτρησης για τον συνδυασμό των στατικών κατακορύφων φορτίων (δηλ. το συνδυασμό 1.35G+1.50Q). Για τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η παρακάτω παρατήρηση:

Ο έλεγχος σε διάτρηση όπως περιγράφεται από τον ΕΚΟΣ/2000 στο Κεφάλαιο 13 αφορά την περίπτωση έκκεντρης φόρτισης, ωστόσο όπως διευκρινίζεται στην αρχή του συγκεκριμένου κεφαλαίου, δεν καλύπτονται οι περιπτώσεις επαναλαμβανόμενης φόρτισης μεγάλου εύρους όπως είναι ο σεισμός. Δεδομένου ότι το ΟΣΚ εκτελεί την ως άνω περιγραφόμενη διαδικασία και για τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων, η μόνη διαφοροποίηση που γίνεται αφορά τον υπολογισμό της παραμέτρου  $\beta$  που υπεισέρχεται στη σχέση (5.79), από μία σχέση που λαμβάνει υπόψη εκκεντρότητες από σεισμική φόρτιση. Η σχέση που χρησιμοποιείται προέρχεται από παλαιότερη έκδοση του ΕΚΟΣ (βλ. [11]):

$$v_{sd,seism} = \left( \frac{V_{sd,red}}{u_{crit}} \right) \cdot \left( 1 + 1.5 \cdot \frac{|e_1| + |e_2|}{\sqrt{b_1 \cdot b_2}} \right) \quad (5.87)$$

Στην παραπάνω σχέση  $b_1$ ,  $b_2$  είναι οι διαστάσεις της κρίσιμης περιμέτρου  $u_{crit}$  κατά τις διευθύνσεις 1 και 2 αντίστοιχα, οι οποίες είναι παράλληλες προς τις πλευρές της φορτιζόμενης επιφάνειας (βλ. σχήμα 5.25). Για τον υπολογισμό τους το ΟΣΚ μέσα στα πλαίσια των ούτως ή άλλως πολλών απλοποιητικών παραδοχών που αναγκαστικά γίνονται, κάνει εφαρμογή των παρακάτω σχέσεων:

$$b_1 = [A_{crit} / (L_1 \cdot L_2)] \cdot L_1 = A_{crit} / L_2 \quad (5.88\alpha)$$

$$b_2 = [A_{crit} / (L_1 \cdot L_2)] \cdot L_2 = A_{crit} / L_1 \quad (5.88\beta)$$

Μετά την εφαρμογή της σχέσης (5.87) υπολογίζονται και οι λόγοι εξάντλησης που αφορούν τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων και είναι ανάλογοι του λόγου εξάντλησης της σχέσης (5.86).

**Εφόσον είτε η στατική δρώσα τέμνουσα σχεδιασμού, είτε η αντίστοιχη σεισμική τέμνουσα σχεδιασμού υπερβαίνει την τιμή της τέμνουσας αντοχής της σχέσης (5.81), θα πρέπει να τοποθετηθεί και να ελεγχθεί η επάρκεια οπλισμού διάτρησης.**

3. Εφόσον απαιτείται οπλισμός έναντι διάτρησης, το επόμενο βήμα της διαδικασίας συνίσταται στον υπολογισμό της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να παραλάβει το πέδιλο με τον οπλισμό αυτό. Η τέμνουσα αυτή ονομάζεται  $v_{Rd2}$  και οδηγεί στο συμπέρασμα **αν είναι ή όχι επαρκείς οι διαστάσεις του ελεγχόμενου πεδίου**. Με άλλα λόγια ο συγκεκριμένος έλεγχος έχει την έννοια ενός ελέγχου επάρκειας του όγκου του σκυροδέματος από το οποίο συνίσταται το πέδιλο. Για την τέμνουσα  $v_{Rd2}$  ο ΕΚΟΣ/2000, συστήνει την ακόλουθη τιμή (σχέση 13.9 του ΕΚΟΣ/2000):

$$v_{Rd2} = 1.60 \cdot v_{Rd1} = 1.60 \cdot [T_{Rd} \cdot \kappa \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d] \quad (5.89)$$

Μετά την εκτέλεση του συγκεκριμένου ελέγχου εξάγονται από το ΟΣΚ και οι αντίστοιχοι λόγοι εξάντλησης:

$$CR_{v_{Rd2}} = \frac{v_{sd}}{v_{Rd2}} \quad (5.90)$$

Εφόσον οι λόγοι εξάντλησης της  $v_{Rd2}$  είναι μικρότεροι της μονάδας για όλους τους ελεγχόμενους συνδυασμούς δράσεων, αλλά υπάρχουν λόγοι εξάντλησης της  $v_{Rd1}$  μεγαλύτεροι της μονάδας, τότε αρκεί η διατομή του πεδίου αλλά απαιτείται οπλισμός διάτρησης ο λόγος εξάντλησης του οποίου θα υπολογιστεί με τον επόμενο έλεγχο. Αν όμως υπάρχει λόγος εξάντλησης της  $v_{Rd2}$  μεγαλύτερος της μονάδας έστω για έναν από τους ελεγχόμενους συνδυασμούς δράσεων, τότε θα πρέπει να αλλάξουν οι διαστάσεις του πεδίου.

4. Υπολογίζεται η τέμνουσα  $v_{Rd3}$  η οποία είναι η τέμνουσα λόγω διάτρησης που μπορεί να παραλάβει το σκυρόδεμα χωρίς την συνεισφορά του σχετικού οπλισμού (πρόκειται για την τέμνουσα  $v_{Rd1}$ ) επαυξημένη με την τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει ο οπλισμός διάτρησης  $v_{wd}$ . Δηλαδή:

$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + v_{wd} \quad (5.91)$$

Η τέμνουσα της παραπάνω σχέσης συγκρίνεται με την δρώσα τέμνουσα  $v_{sd}$  και έτσι προκύπτει η επάρκεια ή όχι του ήδη τοποθετούμενου οπλισμού διάτρησης. Έτσι:

α. Αν  $v_{sd} < v_{Rd3}$  τότε ο τοποθετούμενος οπλισμός διάτρησης είναι επαρκής. Επομένως:

$$CR_{v_{Rd3}} = \frac{v_{sd}}{v_{Rd3}} < 1 \quad (5.92\alpha)$$

β. Αν  $v_{sd} > v_{Rd3}$  τότε ο τοποθετούμενος οπλισμός διάτρησης δεν είναι επαρκής. Επομένως:

$$CR_{v_{Rd3}} = \frac{v_{sd}}{v_{Rd3}} > 1 \quad (5.92\alpha)$$

Ο οπλισμός έναντι διάτρησης μπορεί να συνίσταται είτε:

- α. από συνδετήρες, είτε
- β. από λοξές ράβδους.

Σε κάθε περίπτωση, η τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει ο οπλισμός αυτός δίνεται από την σχέση:

$$v_{wd} = \left( \sum A_{sw} \right) \cdot \left( \frac{f_{yd} \cdot \sin \alpha}{u_{crit}} \right) \quad (5.93)$$

Στην παραπάνω σχέση, το  $\sum A_{sw}$  είναι η συνολική επιφάνεια του οπλισμού διάτρησης, α είναι η γωνία που σχηματίζουν οι ράβδοι του οπλισμού διάτρησης (για συνδετήρες  $\alpha=90$  μοίρες, για λοξές ράβδους μπορεί να έχει οποιαδήποτε τιμή που αποτελεί δεδομένο για τους υπολογισμούς),  $f_{yd}$  είναι η αντοχή

σχεδιασμού του χάλυβα του οπλισμού διάτρησης, και  $u_{crit}$  είναι η κρίσιμη περίμετρος. Τα δεδομένα για την συνολική επιφάνεια του οπλισμού διάτρησης και η αντίστοιχη γωνία εισάγονται αυτόματα από το ΡΑΦ.

Θα πρέπει να τονιστεί ότι η συμβολή του οπλισμού στην παραλαβή της δρώσας τέμνουσας διάτρησης, θα πρέπει να μειωθεί. **Το ΟΣΚ θεωρεί ότι η συγκεκριμένη μείωση θα πρέπει να είναι κατά 50%** (βλ. [9]).

Τα δεδομένα και τα αποτελέσματα του ελέγχου σε διάτρηση για το πέδιλο του παραδείγματος είναι:

Πίνακας 5.22 Δεδομένα ελέγχου σε διάτρηση του πεδίου του παραδείγματος

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ							
$L_1=$	1,8	$L_{01}=$	0,6	$Bx2=$	0	$H=$	0,8
$L_2=$	1,7	$L_{02}=$	0,5	$By2=$	0	$h_0=$	0,4
ΟΠΛΙΣΜΟΣ							
Διεύθυνση τοπικού άξονα 1:		Φ12/15	$A_{S1}=$	12,44	$\tau_{Rd}=$	260	
Διεύθυνση τοπικού άξονα 2:		Φ12/15	$A_{S2}=$	13,57	$H_{cov}=$	0,05	
Βοηθητικά μεγέθη / Υλικά							
$L_{x1}=$	0,6	$L_{x2}=$	0,6	$L_{d1}=$	0,75	$f_{cd}=$	13333,33
$L_{y1}=$	0,6	$L_{y2}=$	0,6	$L_{d2}=$	0,75	$f_{yk}=$	434782,6
$d_1=$	0,744	$d_{cr_1}=$	0,28533	$\rho_{11}=$	0,00256	$k_1=$	1,00
$d_2=$	0,732	$d_{cr_2}=$	0,27333	$\rho_{12}=$	0,00276	$k_2=$	1,00
$d_{st}=$	0,738	$d=$	0,27933	$A_{crit}=$	3,01	$u_{crit}=$	0,92

Πίνακας 5.23 Αποτελέσματα ελέγχου σε διάτρηση του πεδίου του παραδείγματος

		$ e_1 $	$ e_2 $	$\sigma_{αναπτ.}$	$\beta$	$V_{sd}$	$V_{Rd1}$	$V_{Rd2}$	$CR_{Vrd1}$	$CR_{Vrd2}$
(1)	<b>1.35G+1.50Q</b>	0,0143	0,0016	220,88	1,50	17,69	125,30	200,49	0,141	0,088
(2)	<b>G+ψ<sub>2</sub>Q±α<sub>cd</sub>E</b>	0,0041	0,025	166,10	1,02	8,94	125,30	200,49	0,071	0,045
(3)		0,0010	0,066	173,83	1,06	9,21	125,30	200,49	0,074	0,046
(4)		0,0526	0,011	166,83	1,06	8,89	125,30	200,49	0,071	0,044
(5)		0,0361	0,033	141,00	1,06	7,49	125,30	200,49	0,060	0,037
(6)		0,0297	0,084	149,72	1,10	7,79	125,30	200,49	0,062	0,039
(7)		0,0900	0,015	153,36	1,09	8,04	125,30	200,49	0,064	0,040

Όπως είναι προφανές από την μελέτη των λόγων εξάντλησης  $CR_{Vrd1}$  του πίνακα 5.23, δεν απαιτείται τοποθέτηση οπλισμού διάτρησης.

### 5.5.3 Έλεγχοι των τοιχωμάτων υπογείου

Όπως τονίστηκε και στην παράγραφο 5.5.1. τα τοιχώματα υπογείου αποτελούν για το ΟΣΚ ξεχωριστή κατηγορία στοιχείων, όπως άλλωστε φαίνεται και από την μελέτη του πίνακα 3.1. Τα τοιχώματα υπογείου διακρίνονται σε τοιχώματα υπογείου με έδραση (τα οποία είναι σε επαφή με το έδαφος θεμελίωσης) και σε τοιχώματα υπογείου χωρίς έδραση (με τα οποία προσομοιώνονται τα τοιχώματα όλων των υπογείων ορόφων πλην αυτών που είναι σε επαφή με το έδαφος). Τα τοιχώματα υπογείου είναι γενικά στοιχεία Χ.Α.Α.Π.

#### 5.5.3.1 Έλεγχος εδραζόμενων τοιχωμάτων υπογείου

Οι έλεγχοι που κάνει το ΟΣΚ για τα εδραζόμενα τοιχώματα υπογείου είναι οι εξής:

(α) Έλεγχος σε κάμψη του τοιχώματος με θεώρηση του ως υψίκορμη πεδילוδοκό με συμμετρικό ή ασύμμετρο πέλμα.

Πρόκειται για έλεγχο σε μονοαξονική κάμψη η οποία οφείλεται αφενώς στην καταπόνηση του τοιχώματος από τα φορτία της πλάκας του υπογείου ορόφου, και αφετέρου στην συνεχή ελαστική του έδραση. Είναι ένας κλασσικός έλεγχος σε κάμψη όπως ακριβώς εκτελείται για τις δοκούς σε όλες του τις λεπτομέρειες (βλ. παράγραφο 5.3.1. του παρόντος εγχειριδίου).

(β) Έλεγχος σε διάτμηση του τοιχώματος με θεώρηση του ως υψίκορμη πεδילוδοκό.

Είναι ο έλεγχος που μαζί με τον προηγούμενο συμπληρώνει την κατηγορία ελέγχων του τοιχώματος για τη λειτουργία του ως ελαστικής εδραζόμενη δοκός. Ακολουθώντας την κλασσική μεθοδολογία του ΟΣΚ, λαμβάνεται ως λωρίδα διάτμησης μόνον ο κορμός του τοιχώματος σύμφωνα με το σχήμα 5.8-2 για τις διατομές T. Κατά τα λοιπά, ο έλεγχος εκτελείται ακριβώς όπως για τις δοκούς Χ.Α.Α.Π. (βλ. παράγραφο 5.3.2. του παρόντος εγχειριδίου και τον πίνακα 5.4). Διευκρινίζεται απλώς εδώ ότι ως οπλισμός διάτμησης για τον συγκεκριμένο έλεγχο, λαμβάνονται οι κατακόρυφες ράβδοι της σχάρας του κορμού του τοιχώματος.

(γ) Έλεγχος πτερυγίων του πέλματος και έλεγχος τάσεων στη διεπιφάνεια εδάφους-τοιχώματος.

Πρόκειται για μία κατηγορία ελέγχων που αφορούν στον έλεγχο του οπλισμού που τοποθετείται στην κάτω ίνα του πέλματος του τοιχώματος (και αποτελείται από ράβδους κάθετες στην διαμήκη διεύθυνση του), αλλά και στον έλεγχο υπέρβασης ή όχι των αναπτυσσόμενων τάσεων εδάφους. Οι έλεγχοι αυτοί γίνονται όπως ακριβώς και για τις πεδילוδοκούς, όπως περιγράφεται στην παράγραφο 5.3.4. του παρόντος εγχειριδίου για τους ειδικούς ελέγχους πεδילוδοκών.

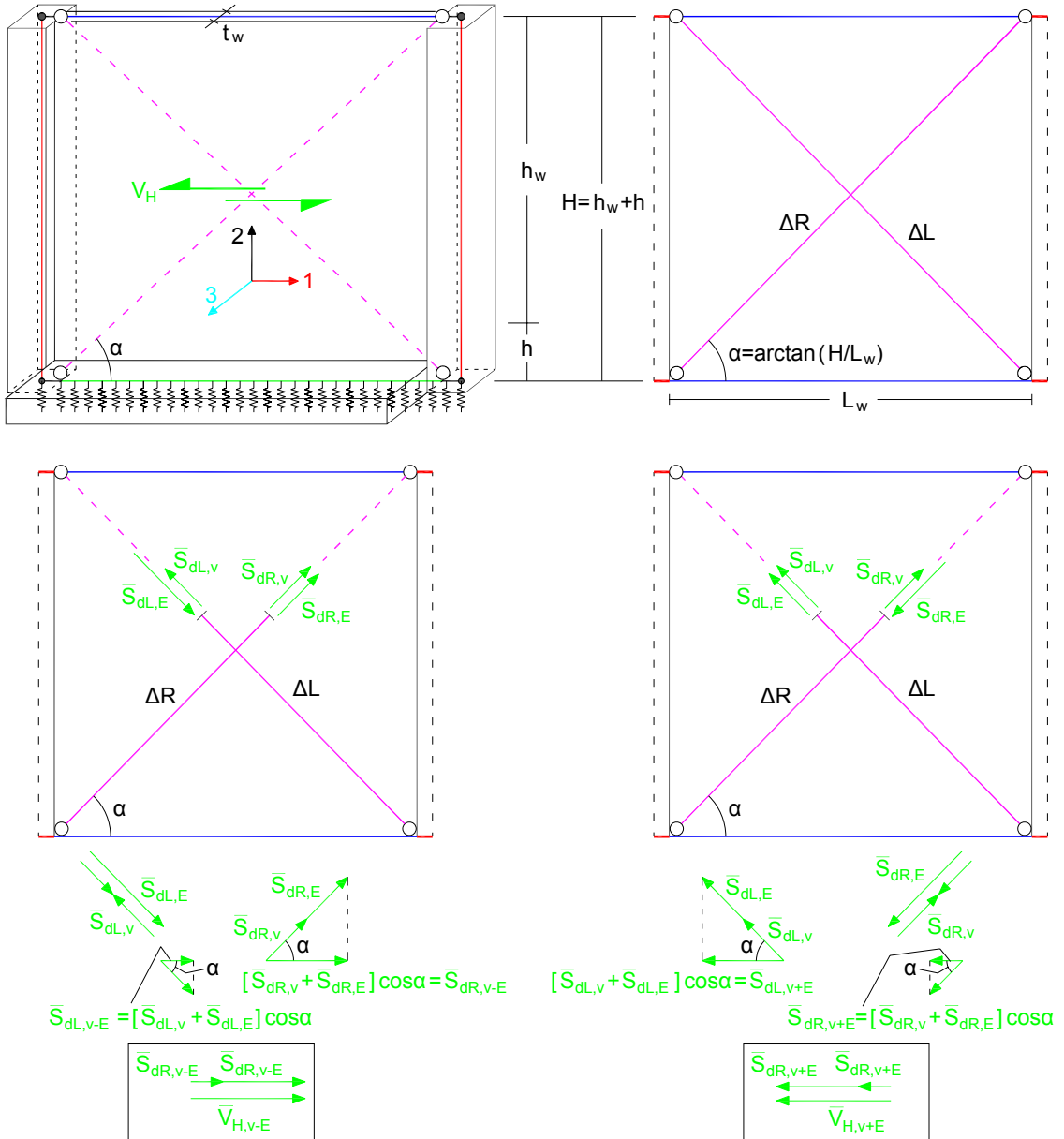
(δ) Έλεγχος του τοιχώματος για λειτουργία δίσκου.

Ο έλεγχος αυτός αφορά στην λειτουργία του τοιχώματος ως δίσκου ο οποίος παραλαμβάνει τις τέμνουσες δυνάμεις οι οποίες λόγω της σεισμικής δράσης θα πρέπει να μεταφερθούν από την ανωδομή στη θεμελίωση. Οι τέμνουσες αυτές έχουν διεύθυνση παράλληλη με τον τοπικό άξονα 1 της διατομής του τοιχώματος. Είναι δηλαδή οριζόντιες δυνάμεις παράλληλες με το καθολικό επίπεδο Χ-Υ (βλ. σχήμα 5.26). Με τον έλεγχο αυτό ελέγχεται η επάρκεια των οριζόντιων ράβδων της σχάρας του κορμού. Η διαδικασία του συνίσταται από:

- τον υπολογισμό των οριζόντιων τεμνουσών (δράσεων) του τοιχώματος,
- τον υπολογισμό της αντοχής του τοιχώματος όσον αφορά στην παραλαβή των τεμνουσών αυτών,
- την σύγκριση των τιμών αντοχής και δράσης, και την εξαγωγή του σχετικού λόγου εξάντλησης.

Ο υπολογισμός των οριζοντίων τεμνουσών του τοιχώματος γίνεται με βάση το υπολογιστικό προσομοίωμα που χρησιμοποιεί το ΡΑΦ για την προσομοίωση των τοιχωμάτων υπογείου. Πιο

συγκεκριμένα, όπως παρουσιάζεται και στην παράγραφο 8.6.4. του εγχειριδίου τεκμηρίωσης του ΡΑΦ (Σχ. 8.35) – βλ. επίσης [6] – το υπολογιστικό αυτό προσομοίωμα περιλαμβάνει μεταξύ των άλλων και δύο διαγώνιες ράβδους, σκοπός των οποίων είναι η προσομοίωση της δυσμησίας του τοιχώματος για τέμνουσες παράλληλες με τον τοπικό άξονα 1 του στοιχείου. Έτσι ο υπολογισμός των ζητούμενων τεμνουσών γίνεται από τις αξονικές δυνάμεις των συγκεκριμένων ράβδων. Η διαδικασία του υπολογισμού γίνεται με βάση το ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 5.26 Υπολογισμός των οριζοντίων τεμνουσών δυνάμεων που καταπονούν τα τοιχώματα υπογείου.

**Παρατηρήσεις:**

- Ο δείκτης ν αντιστοιχεί στο συνδυασμό G+ψ<sub>2</sub>Q.
- Ο ορισμός του συνδυασμού G+ψ<sub>2</sub>Q+E, και του συνδυασμού G+ψ<sub>2</sub>Q-E γίνεται με βάση το πρόσημο της αξονικής δύναμης της ράβδου ΔL. Δηλαδή, ο σεισμός χαρακτηρίζεται ως «θετικός» και άρα (+E) όταν η S<sub>dL,E</sub> εισάγεται στον υπολογισμό της V<sub>H</sub> με το θετικό της πρόσημο, δηλ. ως εφελκυστική.
- Οι σχέσεις υπολογισμού της V<sub>H</sub> που δίνονται στο παραπάνω σχήμα είναι σε διανυσματική μορφή. Η μορφή με την οποία γίνονται οι υπολογισμοί είναι:

$$V_{H,v+E} = [S_{dR,v} - |S_{dR,E}|] \cdot \cos\alpha + [S_{dL,v} + |S_{dL,E}|] \cdot \cos\alpha \quad (5.94\alpha)$$

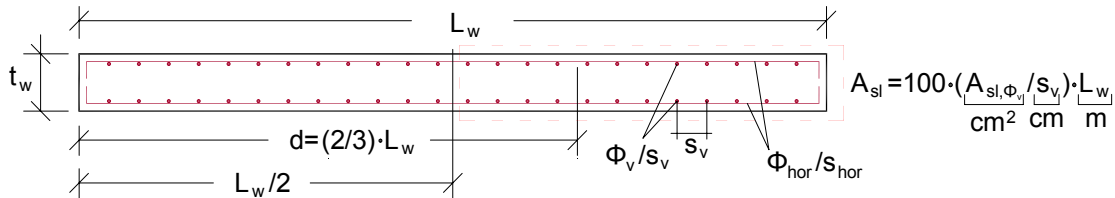
$$V_{H,v-E} = [S_{dR,v} + |S_{dR,E}|] \cdot \cos\alpha + [S_{dL,v} - |S_{dL,E}|] \cdot \cos\alpha \quad (5.94\beta)$$

Η παραπάνω διαδικασία παρουσιάζεται με το αριθμητικό παράδειγμα που ακολουθεί.

**Πίνακας 5.24** Αριθμητικό παράδειγμα υπολογισμού οριζόντιας τέμνουσας σχεδιασμού τοιχώματος υπογείου

ΔΕΔΟΜΕΝΑ				ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ			
L <sub>w</sub> =	3,5	H=	5	α=	55,01	V <sub>H,v+E</sub> =	355,49
S <sub>dL,v</sub> =	-244,542	S <sub>dL,E</sub> =	302,74	S <sub>dL,-E</sub> =	302,74	V <sub>H,v-E</sub> =	356,57
S <sub>dR,v</sub> =	-243,604	S <sub>dR,E</sub> =	318,1	S <sub>dR,-E</sub> =	318,1		

Ο υπολογισμός της αντοχής του τοιχώματος όσον αφορά στην παραλαβή των οριζοντίων τεμνουσών γίνεται με βάση τις σχέσεις (5.6), (5.7α) και (5.7β). Στην ουσία οι σχέσεις αυτές εφαρμόζονται για μία οριζόντια διατομή του τοιχώματος η οποία είναι ορθογωνική με διαστάσεις (L<sub>w</sub>/t<sub>w</sub>). Τα δεδομένα που χρησιμοποιούνται για την εφαρμογή των σχέσεων αυτών δίνονται στο σχήμα που ακολουθεί:



**Σχήμα 5.27** Δεδομένα για τον υπολογισμό της αντοχής του τοιχώματος σε οριζόντια τέμνουσα

Για το τοίχωμα του παραδείγματος η αντοχή V<sub>Rd3</sub> υπολογιζόμενη με βάση τις σχέσεις (5.6), (5.7α) και (5.7β) και με τα παρακάτω δεδομένα, δίνει τα ακόλουθα αποτελέσματα:

**Πίνακας 5.25** Αριθμητικό παράδειγμα υπολογισμού αντοχής σε οριζόντια τέμνουσα τοιχώματος υπογείου

L <sub>w</sub> =	3,5	d=	2,33	Οριζόντιες ράβδοι:	Φ <sub>hor</sub> (mm)=	10	Κατακόρυφες ράβδοι:	Φ <sub>v</sub> (mm)=	10
t <sub>w</sub> =	0,25	t <sub>Rd</sub> =	0,26		s <sub>hor</sub> (cm)=	10		s <sub>v</sub> (cm)=	10
k=	1,00	f <sub>ywd</sub> =	434,78	ρ <sub>λ</sub> =	0,00471	V <sub>Rd1</sub> =	210,59	V <sub>wd</sub> =	1434,213
								V <sub>Rd3</sub> =	1644,80

(ε) Έλεγχος του τοιχώματος για λειτουργία πλάκας.

Πρόκειται για τον έλεγχο αντοχής του τοιχώματος υπό την επίδραση των ωθήσεων των γαιών οι οποίες το καταπονούν κάθετα στο επίπεδό του. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται από το ΡΑΦ/ΟΣΚ για τον υπολογισμό των καμπτικών ροπών που αναπτύσσονται λόγω της δράσης των γαιών δίνεται σχήμα 5.28 (βλ. και παράγραφο 8.6.4. εγχειριδίου θεωρητικής τεκμηρίωσης του ΡΑΦ). Ο υπολογισμός των οριζοντίων ωθήσεων των γαιών γίνεται ξεχωριστά για τον στατικό συνδυασμό δράσεων  $1.35G+1.50Q$ , και ξεχωριστά για τον σεισμικό συνδυασμό  $G+\psi_2Q+E$ . Όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.28, για τον υπολογισμό των οριζοντίων ωθήσεων που δρουν επί του τοιχώματος, το ΟΣΚ μπορεί να λάβει υπόψη και την επιρροή εξωτερικού συνεχούς ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους  $q_{ext}$  το οποίο θεωρείται ως κινητό φορτίο. Έτσι ο υπολογισμός των τραπεζοειδούς μορφής οριζοντίων φορτίων του τοιχώματος λόγω της ώθησης των γαιών γίνεται με βάση τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\text{Στατικός συνδυασμός δράσεων: } q_{i,stat} = 1.35 \cdot [\gamma_{εδ} \cdot h_i \cdot K_h] + 1.50 \cdot [q_{ext} \cdot K_h] \quad (5.95\alpha)$$

$$\text{Σεισμικός συνδυασμός δράσεων: } q_{i,seism} = [\gamma_{εδ} \cdot h_i \cdot K_h] + \psi_2 \cdot [q_{ext} \cdot K_h] + [\gamma_{εδ} \cdot h_i \cdot K_{he}] \quad (5.95\beta)$$

Στις παραπάνω σχέσεις ο δείκτης  $i$ , λαμβάνει τις τιμές  $a$  ή  $b$  όταν οι τιμές των φορτίων αντιστοιχούν στην κεφαλή του τοίχου ή στον πόδα του αντίστοιχα (βλ. σχήμα 5.28).

$\gamma_{εδ}$  είναι το φαινόμενο βάρος του εδάφους σε  $kN/m^3$ .

Όσον αφορά στον συντελεστή οριζοντίων ενεργών ωθήσεων λόγω στατικών φορτίων, αυτός υπολογίζεται από τη σχέση (βλ. π.χ. [12]):

$$K_h = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (5.96)$$

Στην παραπάνω σχέση:

$\varphi$  είναι η εσωτερική γωνία τριβής του εδάφους

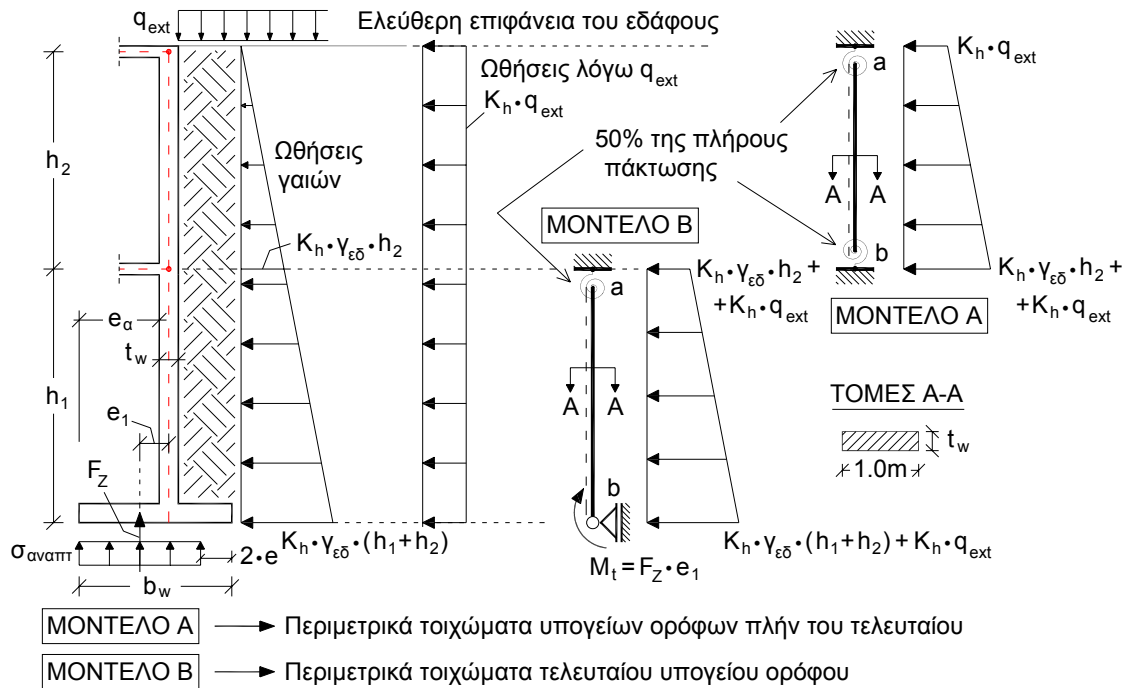
$\alpha$  είναι η γωνία που σχηματίζει το τοίχωμα του υπογείου με την κατακόρυφο, και είναι ίση με  $0^\circ$ .

$\beta$  είναι η γωνία της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια διεύθυνση.

$\delta$  είναι η γωνία τριβής μεταξύ του εδάφους και του τοίχου.

Όλα τα παραπάνω δεδομένα εισάγονται στο ΟΣΚ από το ΡΑΦ.

Η αντίστοιχη σχέση που χρησιμοποιεί το ΟΣΚ για τον υπολογισμό του συντελεστή των ενεργών ωθήσεων λόγω σεισμικής φόρτισης (δηλ. του συντελεστή  $K_{he}$ ) είναι η σχέση που ( $\Delta.2$ ) που προτείνει ο ΕΑΚ/2000 στο παράρτημα  $\Delta$ .

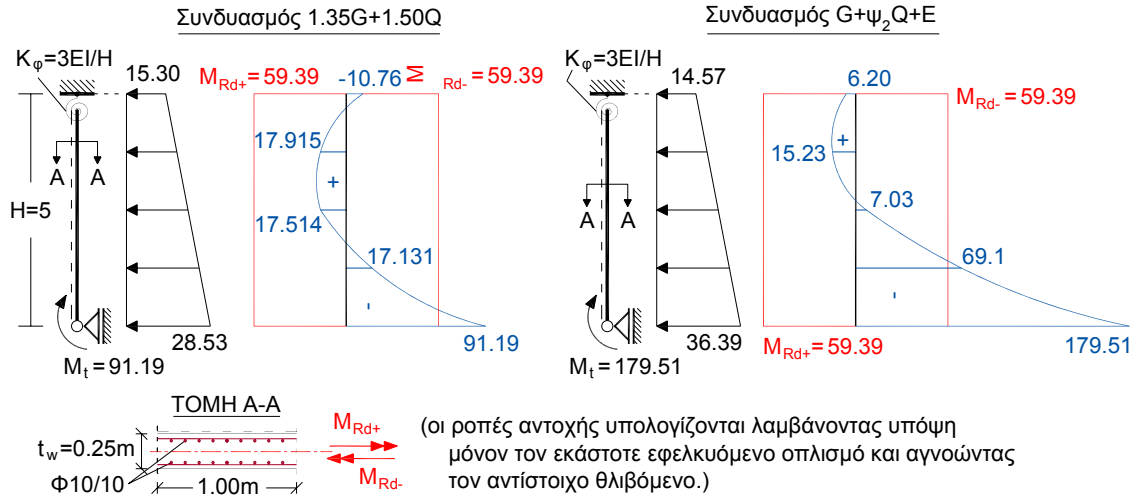


**Σχήμα 5.28** Βασικές αρχές υπολογισμού της έντασης λόγω των ωθήσεων των γαιών επί των τοιχωμάτων υπογείου.

Ο έλεγχος επάρκειας του τοιχώματος με τον οπλισμό του έναντι των ροπών κάμψης λόγω των ωθήσεων των γαιών παραγματοποιείται σε πέντε σημεία καθ' ύψος. Για τον λόγο αυτό υπολογίζονται οι ροπές – δράσεις καθώς και οι αντίστοιχες αντοχές στα σημεία αυτά.

Η ως άνω περιγραφόμενη διαδικασία παρουσιάζεται παρακάτω με ένα αριθμητικό παράδειγμα (οι συμβολισμοί των παραμέτρων του προβλήματος είναι συμβατοί με τις σχέσεις (5.95α), (5.95β), (5.96), με το σχήμα 5.28, και ειδικότερα το μοντέλο Β του σχήματος αυτού).

$L_w = 3,5$	$t_w = 0,25$	$H = 5$	$b_w = 1,45$
$e_\alpha = 1,2$	$\alpha = 0$	$\beta = 0$	$\delta = 0$
$\varphi = 20$	$\gamma_{εδ} = 4$	$h_a = h_2 = 3$	$h_b = h_1 + h_2 = 8$
$q_{ext} = 10$	$E = 29000000$	$I = (t_w^3 \cdot 1) / 12 = 0,001302$	$K_\varphi = 22656,25$
$K_h = 0,49$	$q_{a,stat} = 15,30$	$q_{a,seism} = 14,57$	$M_{Rd+} = 59,39$
$K_{he} = 0,601$	$q_{b,stat} = 28,53$	$q_{b,seism} = 36,39$	$M_{Rd-} = 59,39$



**Σχήμα 5.29** Έλεγχος τοιχώματος υπογείου λόγω των ωθήσεων των γαιών

Όπως παρατηρείται στο παραπάνω σχήμα, στην περιοχή σύνδεσης του κορμού και του πέλματος, προκύπτει η ανάγκη τοποθέτησης επιπλέον ράβδων οπλισμού (πέραν των υπαρχόντων κατακόρυφων ράβδων της σχάρας) λόγω της μεγάλης ροπής που αναπτύσσεται από τις κατακόρυφες τάσεις του εδάφους. Για τον λόγο αυτό το ΡΑΦ/ΟΣΚ δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να προσθέσει μέσω του γραφικού περιβάλλοντος του προγράμματος, τον επιπλέον αυτόν οπλισμό ο οποίος συνυπολογίζεται κατά τον υπολογισμό της ροπής αντοχής σε μονοαξονική κάμψη του τοιχώματος στην συγκεκριμένη περιοχή. Ο οπλισμός αυτός τοποθετείται ελεύθερα από το χρήστη σε όποια περιοχή κρίνει ότι απαιτείται.

**5.5.3.2 Έλεγχος μη εδραζόμενων τοιχωμάτων υπογείου**

Οι έλεγχοι που εκτελεί το ΟΣΚ για τα τοιχώματα υπογείου που δεν είναι εδραζόμενα είναι οι ακόλουθοι και εκτελούνται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο όπως εκτελούνται και για τα εδραζόμενα τοιχώματα:

- (α) Έλεγχος του τοιχώματος για λειτουργία δίσκου.
- (β) Έλεγχος του τοιχώματος για λειτουργία πλάκας.

Όπως είναι κατανοητό, απουσιάζουν οι έλεγχοι οι οποίοι είναι συνυφασμένοι με την λειτουργία ενός ελαστικώς εδραζόμενου στοιχείου.

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- [1] ΕΚΟΣ/2000 Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (2001), ΟΑΣΠ-ΣΠΜΕ, Αθήνα.
- [2] ΕΑΚ/2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (2000), ΟΑΣΠ, Αθήνα.
- [3] Eurocode 2: «Design of Concrete Structures», Part 1, General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 1992.
- [4] Eurocode 7: «Geotechnical design». Part 1: General rules, European Communities for Standardization, Brussels, Belgium, 1992.
- [5] Μορφίδης Κ., Μπάμπουκας Ε.Ν., Αβραμίδης Ι.Ε., "Προσομοίωση και έλεγχος αντοχής σε κάμψη πυρήνων με το πρόγραμμα στατικής κτιριακών κατασκευών ΡΑΦ του ΤΟΛ", 3<sup>ο</sup> ΠΣΑΜΗΤΣ, 5-7 Νοεμβρίου 2008, Αθήνα.
- [6] Μορφίδης Κ., Μπάμπουκας Ε.Ν., Αβραμίδης Ι.Ε., "Αντιμετώπιση προβλημάτων προσομοίωσης θεμελιώσεων σε ενδόσιμο έδαφος με το πρόγραμμα στατικής κτιριακών κατασκευών ΡΑΦ του ΤΟΛ", 3<sup>ο</sup> ΠΣΑΜΗΤΣ, 5-7 Νοεμβρίου 2008, Αθήνα.
- [7] Γεωργόπουλος Θ.Α., «Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, σύμφωνα με τους κανονισμούς EC2, ΕΚΩΣ, DIN1045», Τόμος Β', Έκδοση Β', Πάτρα, 2004.
- [8] Πενέλης Γ., Στυλιανίδης Κ., Κάππος Α., Ιγνατάκης Χ. (1995), «Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Υπηρεσία Δημοσιεύσεων.
- [9] Avak / Goris, «Παραδείγματα για την εφαρμογή του Ευρωκώδικα 2 στην πράξη: Αριθμητικά παραδείγματα για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Γκιούρδα, Αθήνα, 1998.
- [10] Αναστασιάδης Κ. (1991), «Αντισεισμικές Κατασκευές», Α' Έκδοση, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- [11] Αναγνωστόπουλος Χ. (2001), "Αντισεισμικός Σχεδιασμός Θεμελιώσεων, Αντιστηρίξεων και Γεωκατασκευών", Πανεπιστημιακές Σημειώσεις ΑΣΤΕ 5, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [12] Wilhelm Stiegler, «Τοίχοι Αντιστηρίξεως», Εκδόσεις Γκιούρδα, Αθήνα, 1976.
- [13] Werner H. (1974), "Schiefe Biegung polygonal umrandeter Stahlbeton-Querschnitte", Beton und Stahlbetonbau, 4, pp. 92-97.
- [14] Lian Duan and Wai-Fah Chen (1988), "Effective Length for columns in Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 10.
- [15] Lian Duan and Wai-Fah Chen (1989), "Effective Length for columns in Unbraced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 1.
- [16] Chopra K.A., "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering", Second Edition, Prentice Hall (2001), New Jersey USA.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Η διαδικασία ελέγχου αντοχής σε κάμψη. Ο χώρος αντοχής.

### Α.1. Εισαγωγή

Το θεωρητικό υπόβαθρο του υπολογιστικού πυρήνα με τον οποίο το ΟΣΚ εκτελεί τους ελέγχους των διατομών οπλισμένου σκυροδέματος έναντι (μονοαξονικής ή διαξονικής) κάμψης με ορθή δύναμη, βασίζεται στο άρθρο: «Schiefe Biegung polygonal umrandeter Stahlbeton-Querschnitte» του Dr.-Ing. H. Werner, το οποίο έχει δημοσιευτεί στο περιοδικό Beton und Stahlbetonbau 4/1974, [13].

Για μια διατομή οπλισμένου σκυροδέματος, με συγκεκριμένη γεωμετρία, συγκεκριμένη διάταξη ράβδων οπλισμού ή/και συγκεκριμένο συνολικά τοποθετημένο οπλισμό και για τα μεγέθη έντασης τα οποία προκύπτουν από την επίλυση του μελετούμενου φορέα από το ΡΑΦ, το ΟΣΚ μπορεί να εκτελέσει το έλεγχο επάρκειας αντοχής της σε κάμψη με ορθή δύναμη.

Στο παρόν παράρτημα, περιγράφονται αναλυτικά οι αρχές του υπολογιστικού μέρους του προγράμματος, καθώς και οι παραδοχές και οι συμβάσεις που γίνονται. Επίσης γίνεται η σύνδεση των παραπάνω με τα αντίστοιχα κεφάλαια του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΟΣ/2000).

### Α.2. Αρχές Σχεδιασμού

«Ο σχεδιασμός ενός δομικού συστήματος γίνεται για να εξασφαλιστεί η αντοχή, η λειτουργικότητα και η ανθεκτικότητά του» όπως αναφέρεται στον ΕΚΟΣ/2000, Παράγρ. 6.1.2. Για το σκοπό αυτό και σύμφωνα με το ίδιο άρθρο, θα πρέπει να εξετάζονται δύο κατηγορίες οριακών καταστάσεων, οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας. Οι έλεγχοι που γίνονται από το ΟΣΚ όσον αφορά στην κάμψη των διατομών, ανήκουν στην πρώτη από τις παραπάνω οριακές καταστάσεις δηλαδή την *Οριακή Κατάσταση Αστοχίας από Μεγάλη Ορθής Έντασης* όπως αυτή ορίζεται στο κεφάλαιο 10 του ΕΚΟΣ/2000.

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας, γίνεται γενικά συγκρίνοντας ένα μέγεθος έντασης από τις δράσεις (και πιο συγκεκριμένα από τους συνδυασμούς δράσεων) σχεδιασμού ( $S_d$ ), με την αντίστοιχη αντίσταση σχεδιασμού ( $R_d$ ), δηλαδή με την τιμή του ίδιου μεγέθους έντασης που μπορεί να αναλάβει το δομικό στοιχείο χωρίς να αστοχήσει. Θα πρέπει να είναι πάντα:

$$S_d \leq R_d \text{ (σχέση 6.1 ΕΚΟΣ/2000)} \quad (\text{A.1})$$

Οι δράσεις και οι αντιστάσεις σχεδιασμού καθορίζονται με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (βλ. ΕΚΟΣ/2000, Παράγραφος 6.3). Ο όρος «αντίσταση» χρησιμοποιείται γενικά για να δηλώσει τη συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου (και κατά κανόνα των κρίσιμων διατομών του) στις επιβαλλόμενες δράσεις. Έτσι τα μεγέθη έντασης που προκύπτουν από την ανάλυση πολλαπλασιάζονται (ανάλογα και με το είδος του ελέγχου) με κάποιους *συντελεστές φορτίων*. Έτσι η τιμή σχεδιασμού της καταπόνησης προκύπτει από το συνδυασμό διαφόρων δράσεων πολλαπλασιαζόμενων με τους αντίστοιχους συντελεστές φορτίων (βλ. Κεφάλαιο 4 του παρόντος εγχειριδίου για τις δράσεις σχεδιασμού που σχηματίζει το ΡΑΦ/ΟΣΚ).

### Α.3. Πεδίο Εφαρμογής – Παραδοχές Υπολογισμού

Οι έλεγχοι που εκτελεί το ΟΣΚ εφαρμόζονται για γραμμικούς φορείς όπως ορίζονται στην παράγραφο 7.2.1.1 του ΕΚΟΣ/2000, καθώς και για πλάκες και κελύφη των οποίων ο οπλισμός παρουσιάζει αμελητέα απόκλιση – μικρότερη από 15° – από τις διευθύνσεις των ροπών σχεδιασμού.

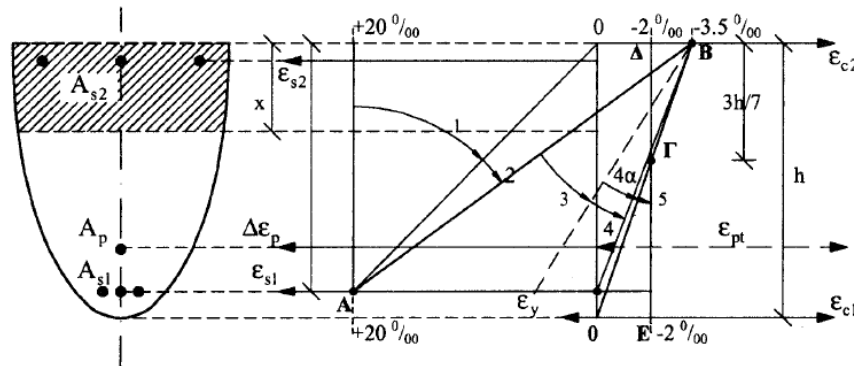
Οι υπολογισμοί ακολουθούν τις παραδοχές που ορίζονται στην παράγραφο 10.4 του ΕΚΟΣ/2000 για *Οπλισμούς με Συνάφεια*. Έτσι θεωρείται ότι ισχύουν τα εξής:

1. Η διατομή παραμένει επίπεδη και κάθετη στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου.
2. Ο οπλισμός υφίσταται τις ίδιες μεταβολές παραμορφώσεων με το περιβάλλον σκυροδέμα (πλήρης συνάφεια).
3. Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αμελείται.
4. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με:
  - 3.5 ‰ σε κάμψη (καθαρή ή με αξονική δύναμη, ορθή ή λοξή)
  - 2.0 ‰ σε κεντρική θλίψη
5. Η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του οπλισμού λαμβάνεται ίση με 20.0 ‰. Η τιμή αυτή ωστόσο είναι δυνατό να ρυθμιστεί από το χρήστη και να δοθεί ως ιδιότητα του υλικού των ράβδων

Ως παραμορφώσεις ορίζονται οι ανηγμένες μηκύνσεις και οι ανηγμένες βραχύνσεις. Ειδικά για τους προεντεταμένους τένοντες, η παραμόρφωσή τους υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη την αρχική επιμήκυνσή τους, (αυτή που αντιστοιχεί στην αντιπροσωπευτική τιμή της δύναμης προέντασης). Η επιτρεπόμενη πρόσθετη επιμήκυνση πέραν της αρχικής, περιορίζεται σε 10.0‰.

#### A.4. Κατανομή των παραμορφώσεων

Όσον αφορά στην κατανομή των παραμορφώσεων, οι παραδοχές 1, 4 και 5 της προηγούμενης παραγράφου συμπληρώνονται με βάση όσα θα εκτεθούν παρακάτω (βλ. ΕΚΟΣ/2000, Παράγρ. 10.4.2). Με βάση λοιπόν το σχήμα Α.1 για τον υπολογισμό της αντοχής μίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος, οι ακραίες παραμορφώσεις διέρχονται από τα τρία σημεία Α, Β και Γ, όπως αυτά ορίζονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα Α.1 Διάγραμμα παραμορφώσεων διατομών οπλισμένου σκυροδέματος (ΠΗΓΗ: ΕΚΟΣ/2000).

Ένα διάγραμμα παραμορφώσεων το οποίο διέρχεται από το Α αντιστοιχεί:

- είτε σε καθαρό εφελκυσμό (γραμμή κάθετη προς τον άξονα του στοιχείου διερχόμενη από το Α), ή σε εφελκυσμό με μικρή εκκεντρότητα (ουδέτερη γραμμή εκτός διατομής).
- είτε σε καθαρή κάμψη ή κάμψη με αξονική δύναμη κατά την οποία  $\epsilon_c > -3.5 \text{ ‰}$ .

Ένα διάγραμμα παραμορφώσεων το οποίο διέρχεται από το Β αντιστοιχεί:

- σε καθαρή κάμψη ή κάμψη με αξονική δύναμη κατά την οποία εξαντλείται η αντοχή του σκυροδέματος (ουδέτερη γραμμή μέσα στη διατομή).

Ένα διάγραμμα παραμορφώσεων το οποίο διέρχεται από το Γ αντιστοιχεί:

- είτε σε κάμψη με αξονική θλιπτική δύναμη (διατομή υπό θλίψη, ουδέτερη γραμμή εκτός διατομής).

- είτε σε καθαρή θλίψη (γραμμή κάθετη προς τον άξονα του στοιχείου διερχόμενη από το Γ).

Η μέθοδος επίλυσης που χρησιμοποιεί το ΟΣΚ επιβάλλει τον περιορισμό ότι η ποιότητα χάλυβα όλων των ράβδων οπλισμού, μιας διατομής είναι όμοια. Προϋποθέτει επίσης τον σαφή ορισμό των περιοχών 1,2,3,4,4α,5, όπως φαίνονται στο διάγραμμα του σχήματος Α.1. Οι περιοχές αυτές οριοθετούνται από τις χαρακτηριστικές παραμορφώσεις των υλικών (σκυροδέματος και χάλυβα).

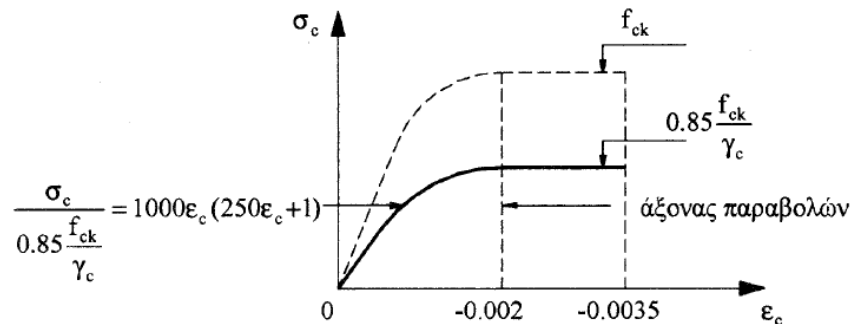
Με βάση την συγκεκριμένη μέθοδο, ο υπολογισμός της παραμόρφωσης της διατομής (δηλαδή η εύρεση του επιπέδου κάμψης), γίνεται εντοπίζοντας κατ' αρχήν σε ποια από τις παραπάνω περιοχές βρίσκεται το επίπεδο κάμψης και στη συνέχεια με διαδοχικές προσεγγίσεις και διχοτόμηση προσδιορίζεται με η ακριβής θέση του επιπέδου κάμψης, εντός της περιοχής αυτής.

Όπως φαίνεται και στο σχήμα Α.1, η περιοχή 3 είναι εκείνη στην οποία εξαντλείται η αντοχή της πλέον θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος (δηλαδή η πλέον θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος υπόκειται σε οριακή παραμόρφωση  $-3.5 ‰$ ). Στην ίδια περιοχή η παραμόρφωση της πλέον εφελκυσμένης ράβδου, μπορεί να κυμαίνεται από την οριακή παραμόρφωση ( $= 20 ‰$  για χάλυβα S500s) μέχρι την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα. ( $e_y = f_{yd}/E = 434.783/2.1e+8 = 2.0704 ‰$ ).

Έτσι αν στην ίδια διατομή υπήρχαν ράβδοι με διαφορετικές ποιότητες χάλυβα, δεν θα ήταν δυνατό να οριστούν με σαφήνεια οι παραπάνω περιοχές του διαγράμματος, αφού για κάθε διαφορετικό χάλυβα θα είχαμε και διαφορετική οριακή παραμόρφωση και διαφορετική παραμόρφωση διαρροής (η περιοχή 3 του διαγράμματος δεν ορίζεται σαφώς). Τότε όμως δεν μπορεί να γίνει ο εντοπισμός του επιπέδου κάμψης που αντιστοιχεί στην εξωτερική φόρτιση, και ο υπολογισμός αποτυγχάνει. Σύμφωνα με τα παραπάνω δεν επιτρέπεται από το ΡΑΦ η χρησιμοποίηση διαφορετικής ποιότητας χάλυβα στην ίδια διατομή. Για λόγους ασφάλειας η δέσμευση αυτή επιβάλλεται από το πρόγραμμα.

#### Παραβολικό – Ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος

Για τον υπολογισμό της αντοχής μίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος σε κάμψη χρησιμοποιείται από το ΟΣΚ για το σκυροδέμα, το ιδεατό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του παρακάτω σχήματος, το οποίο συστήνει ο ΕΚΟΣ/2000 στην παράγραφο 10.4.3.1.

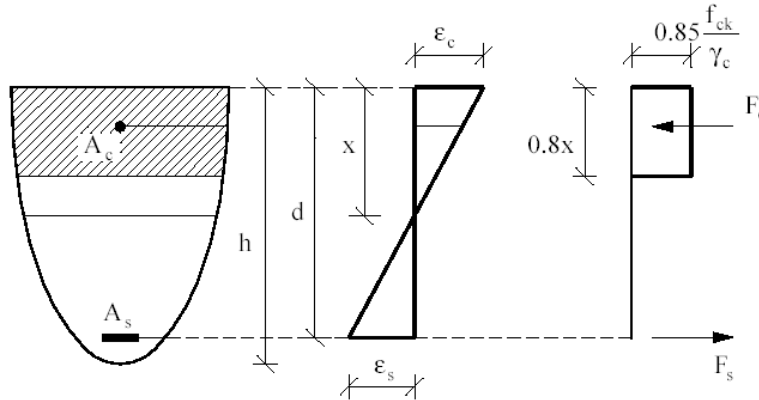


Σχήμα Α.2 Παραβολικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος (ΠΗΓΗ: ΕΚΟΣ/2000).

Ο συντελεστής 0.85, λαμβάνει υπόψη τη μείωση της θλιπτικής αντοχής που οφείλεται στην μακροχρόνια και επαναλαμβανόμενη δράση των φορτίων και δεν έχει το ρόλο συντελεστή ασφάλειας.

#### Ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος

Εάν η διατομή δεν βρίσκεται ολόκληρη υπό θλίψη, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μία απλοποιημένη ορθογωνική κατανομή των θλιπτικών τάσεων.



**Σχήμα Α.3** Παραβολικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος.

Η κατανομή αυτή ορίζεται ως εξής (x είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής):

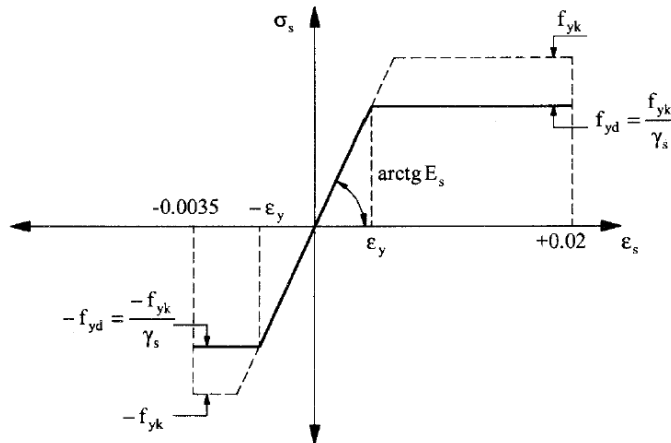
- 1) Σε ένα μήκος  $0.20 \cdot x$  από την ουδέτερη γραμμή η τάση είναι μηδέν.
- 2) Στο υπόλοιπο ύψος  $0.80 \cdot x$  η τάση είναι σταθερή και έχει τιμή:
  - $0.85 \cdot f_{cd}$  για θλιβόμενες ζώνες σταθερού πλάτους ή ζώνες των οποίων το πλάτος αυξάνει προς τις ίνες που θλίβονται περισσότερο.
  - $0.80 \cdot f_{cd}$  για θλιβόμενες ζώνες των οποίων το πλάτος μειώνεται προς τις ίνες που θλίβονται περισσότερο.

Η περίπτωση αφορά διάγραμμα παραμορφώσεων το οποίο διέρχεται από το Α ή το Β του παραπάνω σχήματος. Αν το διάγραμμα διέρχεται από το Γ, μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί το ορθογωνικό διάγραμμα, με την προϋπόθεση ότι η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση της πλέον θλιβόμενης ίνας, δεν διαφέρει πολύ από  $-3.5 \text{ ‰}$ .

Ο συντελεστής  $0.80 \cdot f_{cd}$  αφορά π.χ. ζώνες κυκλικές ή τριγωνικές με την κορυφή προς την ακραία θλιβόμενη ίνα ή τραπεζοειδείς (περίπτωση ορθογωνικών διατομών υπό λοξή κάμψη).

**Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα**

Το διάγραμμα σχεδιασμού ενός συνήθους χάλυβα ή ενός χάλυβα προέντασης, προκύπτει από το χαρακτηριστικό τους διάγραμμα, μέσω διαιρέσεως του ορίου αναλογίας και των τάσεων των μεγαλύτερων του ορίου αναλογίας με τον συντελεστή ασφάλειας  $\gamma_s$ .



**Σχήμα Α.4** Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα (ΠΗΓΗ: ΕΚΟΣ/2000).

Στο παραπάνω σχήμα φαίνεται το διάγραμμα σχεδιασμού για τους μαλακούς χάλυβες ή τους χάλυβες ψυχρής επεξεργασίας με διέγκυση ή/και εξέλαση, όπως προέκυψε από το απλοποιημένο διάγραμμα.

### Α.5. Διαξονική Κάμψη με Ορθή Δύναμη

Στο ΟΣΚ η φέρουσα ικανότητα, δηλαδή η αντοχή μιας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος σε κάμψη θεωρείται ότι εξαντλείται όταν συμβεί ένα από τα παρακάτω:

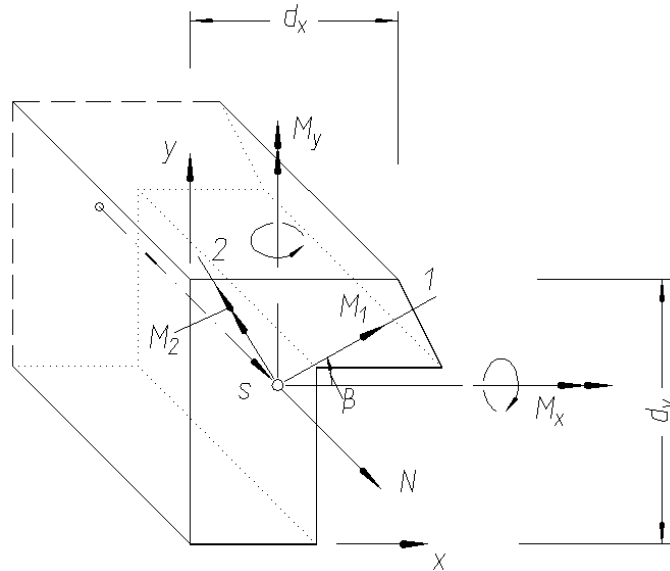
- ✓ Η ακρότατη (ως προς τον Ουδέτερο Άξονα) ίνα σκυροδέματος στην περιοχή της θλίψης, φτάσει στην οριακή τιμή  $\epsilon_{c,min}$  ( $= -3.5\%$ ).
- ✓ Η ακραία (ως προς τον Ουδέτερο Άξονα) ράβδος οπλισμού στην περιοχή του εφελκυσμού, φθάσει στην οριακή τιμή  $\epsilon_{s,max}$  ( $= 20\%$ ).
- ✓ Για κεντρική θλίψη, η παραμόρφωση φθάσει την οριακή τιμή  $\epsilon_{c,κεντρ}$  ( $= -2\%$ ).

Τα εντασιακά μεγέθη αστοχίας δεν υπολογίζονται ποτέ από τις τιμές αντοχής των υλικών αλλά αναζητείται η κατάσταση παραμόρφωσης στην οποία οι μηκύνσεις φθάνουν την επιτρεπόμενη τιμή σε ένα τουλάχιστο σημείο της διατομής. Στόχος είναι:

Ο Υπολογισμός της Οριακής Αντοχής (Έλεγχος Επάρκειας). Αναζητούνται δηλαδή τα εσωτερικά εκείνα εντατικά μεγέθη (αντοχές) με τα οποία εκπληρώνεται μία τουλάχιστο από τις παραπάνω συνθήκες.

### Α.6. Επίπεδο Κάμψης

Έστω μια τυχαία διατομή Οπλισμένου Σκυροδέματος με τους κύριους της άξονες 1 και 2 όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα Α.5. Οι κύριοι άξονες της διατομής είναι στραμμένοι ως προς ένα καρτεσιανό τοπικό σύστημα αξόνων X,Y κατά την γωνία  $\beta$ .



**Σχήμα Α.5** Διατομή οπλισμένου σκυροδέματος τυχούσας γεωμετρίας.

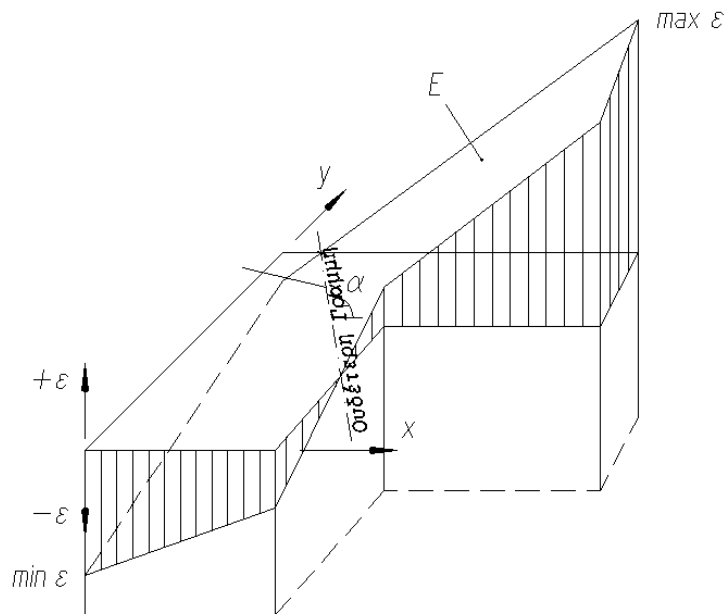
Η διατομή φορτίζεται με τις ροπές  $M_1$  και  $M_2$  κατά τους κύριους άξονες 1,2 και την αξονική δύναμη  $N$ . Οι προβολές των  $M_1$  και  $M_2$  επί των αξόνων X, Y είναι :

$$M_x = M_1 \cdot \cos\beta - M_2 \cdot \sin\beta$$

$$M_y = M_1 \cdot \sin\beta + M_2 \cdot \cos\beta$$

Στα εξωτερικά φορτία  $M_x$ ,  $M_y$  και  $N$  ανθίστανται οι εσωτερικές δυνάμεις (αντοχές) της διατομής  $\underline{M}_x$ ,  $\underline{M}_y$  και  $\underline{N}$ . Οι αντοχές  $\underline{M}_x$ ,  $\underline{M}_y$  και  $\underline{N}$ , μπορούν να ερμηνευθούν σαν εσωτερικές δυνάμεις της διατομής οι οποίες προέρχονται από την παραμόρφωση της διατομής, δηλαδή την βράχυνση ή την μήκυνση της διατομής λόγω επιβολής των εξωτερικών φορτίων.

Οι μηκύνσεις ή οι βραχύνσεις της διατομής βρίσκονται σε ένα κεκλιμένο επίπεδο, που θα το ονομάζουμε «επίπεδο κάμψης». Η τομή του επιπέδου κάμψης με το απαραμόρφωτο αρχικό επίπεδο της διατομής, είναι η «Ουδέτερη Γραμμή» ή «Ουδέτερος Άξονας» (Ο.Α.) της διατομής με τον συγκεκριμένο σπλισμό και την συγκεκριμένη φόρτιση. Συνεπώς το Επίπεδο Κάμψης και ο Ουδέτερος Άξονας, εξαρτώνται από την ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα, την γεωμετρία της διατομής, τον σπλισμό και την φόρτιση της.



**Σχήμα Α.6** Ορισμός της ουδέτερης γραμμής σε τυχούσα διατομή υπό διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη

Για μια δεδομένη θέση του επιπέδου κάμψης οι λόγοι των αντίστοιχων «εσωτερικών» και «εξωτερικών» δυνάμεων είναι ίσοι μεταξύ τους,

$$k = \frac{\bar{M}_x}{M_x} = \frac{\bar{M}_y}{M_y} = \frac{\bar{N}}{N} \quad (A.2)$$

Η απόσταση των σημείων του επιπέδου κάμψης από την απαραμόρφωτη διατομή, περιορίζεται από τις μέγιστες επιτρεπόμενες μηκύνσεις και βραχύνσεις τόσο των ράβδων σπλισμού όσο και των ακραίων ινών σκυροδέματος της διατομής. Εάν ο λόγος  $k$  είναι  $k < 1$  η διατομή είναι υπερδιαστασιολογημένη, εάν  $k > 1$  είναι υποδιαστασιολογημένη και εάν  $k = 1$ , είναι ακριβώς διαστασιολογημένη.

### Προσδιορισμός του επιπέδου κάμψης – Χώρος Αντοχής

Ο προσδιορισμός του επιπέδου κάμψης σε δεδομένη διατομή και με δεδομένα φορτία, δεν προκύπτει από μια «κλειστή» υπολογιστική λύση, αλλά είναι επαναληπτικά προσεγγιστικός. Χρησιμοποιούμε τα ανηγμένα μεγέθη:

$$n = \frac{N}{N_1} \quad m_x = \frac{M_x}{M_{1x}} \quad m_y = \frac{M_y}{M_{1y}} \quad (\text{A.3}\alpha)$$

και

$$\bar{n} = \frac{\bar{N}}{N_1} \quad \bar{m}_x = \frac{\bar{M}_x}{M_{1x}} \quad \bar{m}_y = \frac{\bar{M}_y}{M_{1y}} \quad (\text{A.3}\beta)$$

με  $A_c$  την επιφάνεια σκυροδέματος και  $f_{cd}$  την αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος:

$$N_1 = A_c \cdot f_{cd} \quad (\text{A.4}\alpha)$$

$$M_{1x} = \frac{2 \cdot I_x \cdot f_{cd}}{d_y} \quad (\text{A.4}\beta)$$

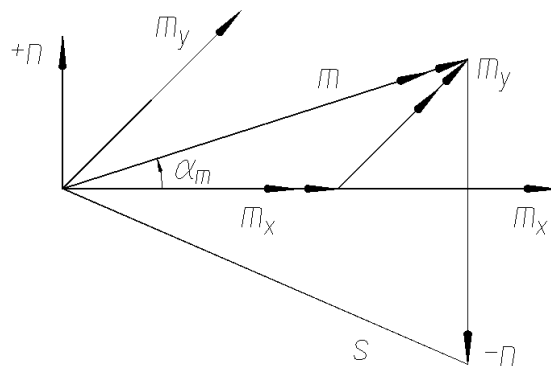
$$M_{1y} = \frac{2 \cdot I_y \cdot f_{cd}}{d_x} \quad (\text{A.4}\gamma)$$

Τις εξωτερικές και εσωτερικές δυνάμεις τις εκφράζουμε σαν διανύσματα ως εξής:

$$s = \begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ n \end{bmatrix} \quad \text{και} \quad \underline{s} = \begin{bmatrix} \bar{m}_x \\ \bar{m}_y \\ \bar{n} \end{bmatrix} \quad (\text{A.5})$$

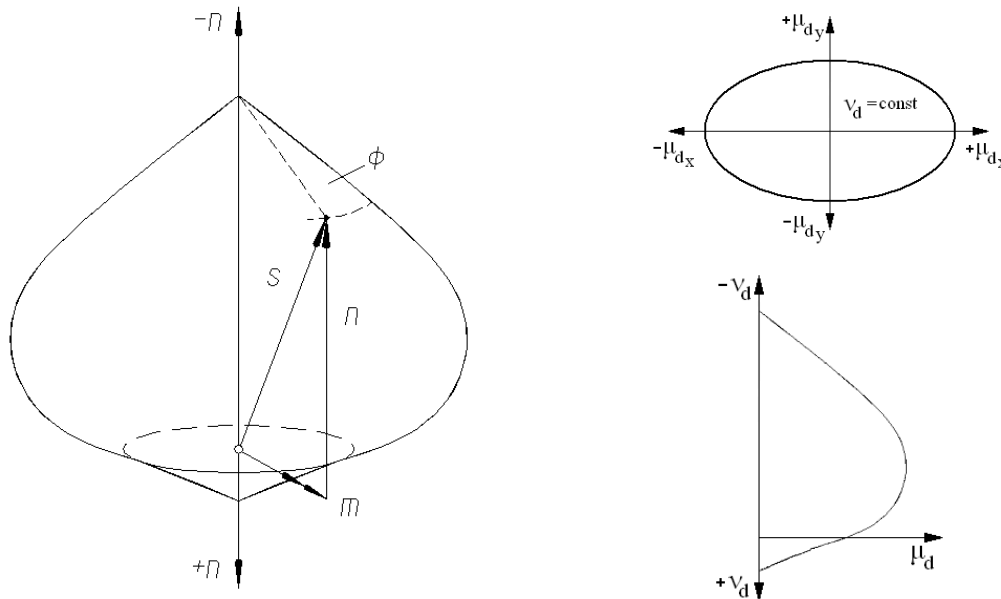
Η απεικόνιση των παραπάνω διανυσμάτων  $s$  και  $\underline{s}$  μπορεί να γίνει σε έναν τρισδιάστατο χώρο  $m_x, m_y, n$  σύμφωνα με το σχήμα Α.7.

Στον τρισδιάστατο χώρο το διάνυσμα των εσωτερικών δυνάμεων αντοχής  $\underline{s}$  κινείται στην επιφάνεια ενός προκαθορισμένου κελύφους. Το κέλυφος αυτό εξαρτάται από την γεωμετρία της διατομής και από τον οπλισμό της.



**Σχήμα Α.7** Απεικόνιση των διανυσμάτων  $s$  και  $\underline{s}$  στον τρισδιάστατο χώρο  $m_x, m_y, n$ .

Δηλαδή σε συγκεκριμένη διατομή με την αλλαγή του επιπέδου κάμψης, δηλαδή με την αλλαγή φορτίων (και διατήρηση των επιτρεπομένων παραμορφώσεων του χάλυβα και του σκυροδέματος), η κορυφή του διανύσματος αντοχών  $\underline{s}$  αλλάζει θέση, αλλά εξακολουθεί να κινείται επί μιας κελυφοειδούς επιφανείας  $\Phi$ . Όλα τα επιβαλλόμενα εξωτερικά φορτία του διανύσματος  $\underline{s}$  που ευρίσκονται εντός του κελύφους  $\Phi$  μπορούν να αναληφθούν από την συγκεκριμένη διατομή.



**Σχήμα Α.8** Ο τρισδιάστατος χώρος αντοχής μίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος, και οι τομές του.

Σε περίπτωση διάτρησης του κελύφους του χώρου αντοχής  $\Phi$  από ένα διάνυσμα εξωτερικών φορτίων  $\underline{s}$  τότε έχουμε ανεπάρκεια της διατομής για την συγκεκριμένη φόρτιση.

### A.7. Μέθοδοι Υπολογισμού

Τα δεδομένα για τους υπολογισμούς, είναι:

- Οι διάφορες παραδοχές όπως αναφέρθηκαν παραπάνω
- Τα δεδομένα ποιότητας υλικών σκυροδέματος και χάλυβα ράβδων (επιτρεπόμενες τάσεις, συντελεστές ασφάλειας, όρια διαρροής, οριακές παραμορφώσεις κ.α.)
- Η γεωμετρία της διατομής.
- Η θέση των ράβδων οπλισμού και το ποσοστό κατανομής του οπλισμού σε κάθε μία θέση ή/και ο συνολικός τοποθετημένος οπλισμός ( $A_{s,tot}$ ).
- Τα επιτρεπόμενα ποσοστά οπλισμού, ελάχιστο ( $\rho_{min}$ ) και μέγιστο ( $\rho_{max}$ ) και από αυτά και το εμβαδό της διατομής ( $A_c$ ), ο ελάχιστος οπλισμός ( $A_{s,min}$ ) και ο μέγιστος ( $A_{s,max}$ ).
- Τα εξωτερικά φορτία ως αξονική δύναμη  $N_{sd}$  και ροπές κάμψης  $M_{sdx}$  και  $M_{sdy}$ .

Όλοι οι έλεγχοι και οι υπολογισμοί που γίνονται από το ΡΑΦ/ΟΣΚ βασίζονται στον «Έλεγχο των τάσεων για δεδομένο επίπεδο κάμψης».

**Έλεγχος για δεδομένη Θέση του Επιπέδου Κάμψης**

Γνωρίζοντας τη θέση του επιπέδου κάμψης, το ζητούμενο είναι να υπολογιστούν τα εσωτερικά εντατικά μεγέθη ή αντοχές  $M_{Rx}$ ,  $M_{Ry}$  και  $N_R$ , που αντιστοιχούν στη θέση αυτή του επιπέδου.

Τα ζητούμενα εντατικά μεγέθη μπορούν να υπολογιστούν με μία και μόνο **ολοκλήρωση** της διατομής η οποία γίνεται ως εξής:

- ✓ Προσδιορίζεται η παραμόρφωση ( $\epsilon$ ) στα σημεία ολοκλήρωσης της διατομής.
- ✓ Υπολογίζεται η αντίστοιχη τάση  $\sigma = f(\epsilon)$  στα ίδια σημεία με βάση το διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης του συγκεκριμένου υλικού.
- ✓ Αθροίζονται για όλες τις «ίνες» της διατομής και είναι:

$$N = \iint_{A_c} \sigma \cdot dA \quad (\text{A.6a})$$

$$M_x = \iint_{A_c} \sigma \cdot y \cdot dA \quad (\text{A.6β})$$

$$M_y = \iint_{A_c} \sigma \cdot x \cdot dA \quad (\text{A.6γ})$$

Από τις παραπάνω σχέσεις, προκύπτει ότι θα πρέπει να υπολογιστεί ένα επιφανειακό ολοκλήρωμα. Αντί για την επιφανειακή ολοκλήρωση που είναι πολύ δύσκολη για τυχαίες διατομές, χρησιμοποιείται ένας αλγόριθμος που επιτρέπει το μετασχηματισμό του επιφανειακού ολοκληρώματος σε επικαμπύλιο. Με τον τρόπο αυτό μια διατομή τυχαίας γεωμετρίας μπορεί να ολοκληρωθεί αριθμητικά ακριβώς, κατά μήκος του περιγράμματός της.

**Έλεγχος Αντοχής της Διατομής  $R_d$ .**

Στον έλεγχο επάρκειας της αντοχής μιας διατομής ζητούμενο είναι ο προσδιορισμός του «λόγου εξάντλησης» (CR). Ο λόγος εξάντλησης ορίζεται ως εξής:

$$CR = \frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} = \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \quad (\text{A.7})$$

Συνεπώς εκφράζει το ποσοστό εξάντλησης της διατομής με τις δεδομένες δράσεις σχεδιασμού.

Ο έλεγχος γίνεται με πολλαπλούς υπολογισμούς (ολοκληρώσεις) για δεδομένη θέση του επιπέδου κάμψης όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Έτσι ο υπολογισμός ξεκινά με εντοπισμό του επιπέδου κάμψης για τα δεδομένα εξωτερικά φορτία/δράσεις και κατόπιν υπολογίζονται τα εσωτερικά εντατικά μεγέθη γι' αυτή τη θέση. Στη συνέχεια και εφ' όσον δεν υπάρχει σύγκλιση, τα φορτία μεταβάλλονται μέχρις ότου επιτευχθεί η σύγκλιση με κριτήριο την ισότητα των παραπάνω λόγων, δηλαδή:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} = \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} \quad (\text{A.8})$$



# ΡΑΦ

ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΜΕΛΕΤΕΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

# ΟΣΚ

ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ  
ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΟ ΘΕΩΡΗΤΙΚΗΣ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗΣ



ΤΕΧΝΙΚΟΣ ΟΙΚΟΣ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ  
[www.tol.com.gr](http://www.tol.com.gr) [info@tol.com.gr](mailto:info@tol.com.gr)

Copyright © 2008-2009

---