

# ΧΡΗΣΗ ΚΥΨΕΛΛΩΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΨΥΧΡΗΣ ΕΛΑΣΕΩΣ ΣΕ ΜΟΝΩΡΟΦΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΟΡΕΑ

**Λαμπρινή Παναγοπούλου**

Τεχνολόγος Πολιτικός Μηχανικός  
ΑΣΠΑΙΤΕ, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων  
Αθήνα, Ελλάδα

**Γεώργιος Ξανθάκης**

Πολιτικός Μηχανικός, Msc, MBA, Υποψήφιος Διδάκτορ Πανεπιστημίου Αιγαίου  
Καθηγητής Εργαστηρίου Κατασκευών από Χάλυβα, ΑΣΠΑΙΤΕ  
Αθήνα, Ελλάδα  
e-mail: [xanthakisg@aegean.gr](mailto:xanthakisg@aegean.gr)

## 1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Τα μονώροφα κτίρια από χάλυβα καλύπτουν όλες τις απαιτήσεις της σύγχρονης οικονομικής θεώρησης, αρχιτεκτονικής ευελιξίας και αντισεισμικότητας. Χαρακτηρίζονται από απουσία ωφελίμων φορτίων στην οροφή και χρήση ελαφρών υλικών για επικάλυψη. Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια, τα οποία παραλαμβάνουν τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία, τα οποία μεταφέρουν σε αυτά οι τεγίδες. Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη ενός τυπικού μονώροφου μεταλλικού φορέα, του οποίου τα πλαίσια αποτελούνται από κυψελωτές διατομές, ενώ οι τεγίδες από διατομές ψυχρής ελάσεως. Στόχος της εργασίας είναι η παρουσίαση των πλεονεκτημάτων των συγκεκριμένων διατομών στον Έλληνα μηχανικό καθώς και ο τρόπος χρησιμοποίησής τους. Παρατίθενται στοιχεία βιβλιογραφίας σχετικά με τις διατομές και γίνεται αναφορά στα αντίστοιχα μέρη του Ευροκώδικα 3. Στο δεύτερο τμήμα παρουσιάζεται η ανάλυση ενός φορέα χρησιμοποιώντας ένα εμπορικό στατικό πρόγραμμα, το οποίο παρέχει την δυνατότητα χρήσης των παραπάνω διατομών.

## 2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

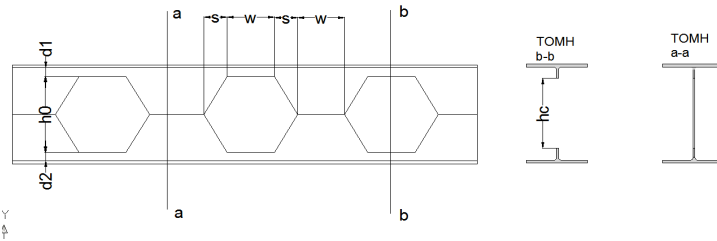
Τις τελευταίες δεκαετίες, παρατηρείται εκτεταμένη χρήση διάτρητων διατομών και λεπτότοιχων διατομών ψυχρής ελάσεως στις μεταλλικές κατασκευές. Όσον αφορά τις διάτρητες διατομές, ο κύριος λόγος είναι η βέλτιστη ελαστική συμπεριφορά που επιδεικνύουν (υψηλότερες καμπτικές ροπές αντοχής, λόγω αύξησης στατικού ύψους, χωρίς αύξηση της ποσότητας του υλικού). Η χρήση κυψελωτών διατομών περιορίζεται σε κατασκευές όπου τα φορτία που ασκούνται είναι σχετικά μικρά και ομοιόμορφα καταμεμεμένα. Η δημιουργία μιας κυψελωτής διατομής προκύπτει από την τμήση συμπαγούς διατομής υπό μορφή ζικ-ζακ και την κατάλληλη επανατοποθέτηση των τμημάτων. Για να αποφύγουμε το λυγισμό λόγω των οπών που υπάρχουν στον κορμό, συχνά τοποθετούμε ενισχύσεις. Η μελέτη και η ανάλυση των μορφών λυγισμού και η αποφυγή τους αποτέλεσε αντικείμενο ερευνών πολλών μελετητών διεθνώς τα τελευταία 25

χρόνια [1-3] [4-6]. Η πλήρης μεθοδολογία για την διαμόρφωση των οπών, οι έλεγχοι επάρκειας, και η τοποθέτηση ενισχύσεων περιλαμβάνονται στο παράρτημα N του Ευρωκώδικα 3.

Οι λεπτότοιχες διατομές είναι ελαφρές, εύρηστες και διαθέτουν σημαντική δυσκαμψία. Τα τελευταία χρόνια πολλοί ερευνητές ασχολήθηκαν με την συμπεριφορά και τα πλεονεκτήματα των λεπτότοιχων διατομών ψυχρής ελάσεως [4-7] [1-2], [5-6]. Οι λεπτότοιχες διατομές διαστασιολογούνται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993-1-3: Eurocode 3 μελέτη και εκτέλεση έργων από χάλυβα Μέρος 1.3 - Λεπτότοιχα στοιχεία ψυχρής διαμόρφωσης και φύλλα.

### 3. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΗ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΚΥΨΕΛΩΤΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ν ΤΟΥ EC3

Η γεωμετρία των διατομών με πολυγωνικά ανοίγματα στον κορμό δίνεται στο σχήμα 1, ενώ ακολουθούν στον πίνακα 1 οι γεωμετρικοί περιορισμοί του παραρτήματος N του EC3.



Σχ. 1: Χαρακτηριστικά στοιχείων με πολλαπλά πολυγωνικά ανοίγματα στον κορμό.

Σύμβολα			Περιορισμοί
$h$	Ύψος πρότυπης διατομής	$p = 2(w + s)$	$0,75d_w \geq h_0$
$b$	Πλάτος πέλματος	$b_0 = w$	$d_1 \geq 0,1d_w$
$t_f$	Πάχος πέλματος	$a_0 = w + 2s$	$d_2 = d_1$
$t_w$	Πάχος κορμού	$h_n = 2(h - c)$	$h_0 \geq a_0$
$w$	Απόσταση μεταξύ οπών	$h_m = 2(h - c) + h_p$	$b_0 = w$
$s$	Οριζόντια απόσταση από το άκρο του ανοίγματος μέχρι το τέλος της πρώτης πλευράς	$h_0 = h$	$0,5a_0 \geq w \geq 0,25a_0$
$d_1$	Ύψος του κορμού της διατομής του που βρίσκεται πάνω από το άνοιγμα (εκτός από το πέλμα)	$c = d_1 + t_f$	
$h_p$	Ύψος πλάκας μεταξύ των ανοιγμάτων		
$h_n$	Τελικό ύψος της κυψελωτής διατομής		
$d_w$	Καθαρό ύψος του κορμού της κυψελωτής διατομής		

Πιν. 1: Γεωμετρικοί περιορισμοί του παραρτήματος N του EC3

#### 4. ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΣΗ ΚΥΨΕΛΩΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΩΣ ΔΟΚΟ Viereendeel.

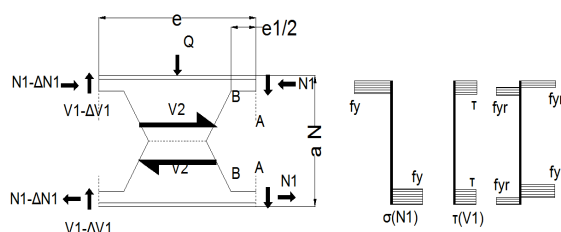
Για τη διαστασιολόγηση μίας δοκού με οπές στον κορμό της μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως μοντέλο υπολογισμών η δοκός Viereendeel. Η κατανομή των εντατικών μεγεθών έδειξε ότι η καμπτική ροπή στο μέσο των ορθοστατών και στο μέσο των πελμάτων μεταξύ των συμπαγών τμημάτων του κορμού είναι μηδέν (συμμετρική δοκό). Πέλματα: Η καμπτική ροπή  $M$  που αναπτύσσεται λόγω των εξωτερικών φορτίων αναλαμβάνεται κυρίως από ένα ζεύγος δυνάμεων  $N_1 = \frac{M}{a_N}$  που ασκούνται στο πάνω και

στο κάτω πέλμα όπου  $a_N$  ο μοχλοβραχίονας της δύναμης  $N_1$ .

Ορθοστάτες: Η οριζόντια εγκάρσια δύναμη  $V_2$  που εμφανίζεται στους ορθοστάτες αντιστοιχεί στην διαφορά των αξονικών δυνάμεων  $\Delta N_1$  των διατομών σε κάθε άνοιγμα.

Δηλαδή ισχύει:

$$V_2 = \Delta N_1$$



Σχ. 2: Αναπτυσσόμενες εσωτερικές δυνάμεις (μοντέλο δοκού Viereendeel)

#### 5. ΛΕΠΤΟΤΟΙΧΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΩΣ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Τα τελευταία χρόνια μεταλλικές διατομές ψυχρής έλασης χρησιμοποιούνται ως στοιχεία του φέροντα οργανισμού, με κυριότερες εφαρμογές τις τεγίδες και τις μηκίδες. Η συμπεριφορά των μελών αυτών επηρεάζεται από φαινόμενα καθολικής αστάθειας, τα οποία υποβιβάζουν την αντοχή τους. Οι αστάθειες αυτές χαρακτηρίζονται από το γεγονός ότι κατά την διάρκεια της φόρτισης οι διατομές υπόκεινται σε παραμορφώσεις στερεού σώματος. Οι καθολικές αστάθειες χαρακτηρίζονται με τον γενικό όρο (καθολικός) λυγισμός και ανάλογα με την θέση της διατομής στην παραμορφωμένη κατάσταση, διακρίνονται σε καμπτικό λυγισμό (F-flexural) στρεπτικό λυγισμό (T-torsional), στρεπτοκαμπτικό λυγισμό (FT-LT). Οι διατομές ψυχρής ελάσεως εμφανίζουν μορφές τοπικού λυγισμού, κυριότερες των οποίων είναι η κύρτωση και ο λυγισμός με στρέβλωση της διατομής. Οι τεγίδες ψυχρής ελάσεως συνδέονται μέσω ειδικών συνδέσεων άμεσα στο άνω πέλμα με τα φύλλα της επικάλυψης ώστε να παρεμποδίζονται μερικώς ή πλήρως οι πλευρικές τους παραμορφώσεις [7].

#### 6. ΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

Ο μεταλλικός φορέας ο οποίος αναλύεται στην παρούσα μελέτη έχει διαστάσεις 30x50 m και αποτελείται από ολόσωμα δίστυλα πλαίσια τα οποία διατάσσονται μεταξύ τους σε ίσες αποστάσεις των 5m. Οι κόμβοι των πλαισίων έχουν δυνατότητα παραλαβής ροπών, ενώ ως διατομές χρησιμοποιούνται κυψελωτές διατομές οι οποίες προκύπτουν από την κατάλληλη διαμόρφωση συμπαγών μελών πρότυπης διατομής μορφής I. Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (διατομής SHS) τοποθετούνται μεταξύ των κύριων φορέων με σκοπό την μεταφορά οριζοντίων δυνάμεων, στα επί μέρους συστήματα δυσκαμψίας.

Επίσης κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων με στόχο τη μεταφορά στη θεμελίωση των οριζοντίων φορτίων. Τα κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας δεν τοποθετήθηκαν στα ακραία ανοίγματα, όπου τοποθετήθηκαν τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας, αλλά σε γειτονικά ανοίγματα έτσι ώστε να απαλειφθεί η ένταση που αντιστοιχεί στην παρεμποδιζόμενη θερμική διαστολή. Στην περίπτωση αυτή οι δυνάμεις μεταφέρονται από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας προς τα κατακόρυφα μέσω των κεφαλοδοκών, οι οποίες διαθέτουν επαρκή αντοχή σε θλίψη. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις λυγηρότητας σύμφωνα με το Παράρτημα Γ του ΕΑΚ. Χρησιμοποιούνται κοιλοδοκοί πρότυπης διατομής μορφής SHS, οι οποίοι θεωρείται ότι δεν σχηματίζουν πλαίσια στην διαμήκη διεύθυνση. Οι τεγίδες, στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, αποτελούνται από εν ψυχρώ διαμορφωμένες διατομές μορφής Z οι οποίες λόγω κατάλληλης έδρασης μεταφέρουν στον κύριο φορέα μόνο κατακόρυφες φορτίσεις. Στις όψεις του κτιρίου μεταξύ των υποστυλωμάτων τοποθετούνται μηκίδες ανά ίσες αποστάσεις (1,5m) στις οποίες τοποθετούνται τα φύλλα πλευρικής επικάλυψης. Θεωρείται ότι τεγίδες και μηκίδες, απλά μεταφέρουν τα φορτία στους κύριους φορείς και δε συμμετέχουν στην ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Στα μέσα των τεγίδων και μηκίδων τοποθετούνται ελκυστήρες διατομής Φ12.

## 6.1 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΦΟΡΕΑ

Μόνιμα φορτία: Ιδιο βάρος και φορτίο επικάλυψης ( $0,15 \text{ KN/m}^2$  - πάνελ πολυουρεθάνης)

Μεταβλητά φορτία: Ως μεταβλητά φορτία της κατασκευής λαμβάνονται το φορτίο του χιονιού, του ανέμου και η διαφορά θερμοκρασίας, σύμφωνα τον Ευρωκώδικα 1 (ENV1991-1).

Για τον υπολογισμό του φορτίου του χιονιού γίνονται οι παραδοχές ότι η κατασκευή βρίσκεται στην Ζώνη ΙΙΙ (υπόλοιπη χώρα) σε υψόμετρο 550m με κλίση στέγης  $\alpha < 30^\circ$  και η τελική τιμή του φορτίου του χιονιού είναι  $S_k = 0,90 \text{ KN/m}^2$ .

Για τον υπολογισμό του ανέμου γίνεται η παραδοχή ότι η ταχύτητα του ανέμου είναι  $27 \text{ m/sec}$ , κατηγορία εδάφους I, οπότε προκύπτει πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z_e) = 1,23 \text{ KN/m}^2$ .

Σεισμικά φορτία: Για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων γίνονται οι εξής παραδοχές (κατά ΕΑΚ):

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: I ( $\alpha = 0,16$ ) - Σπουδαιότητα κτιρίου:  $\Sigma_2$  ( $\gamma_1 = 1,00$ )

Κατηγορία εδάφους: B - Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς:  $q = 1,50$

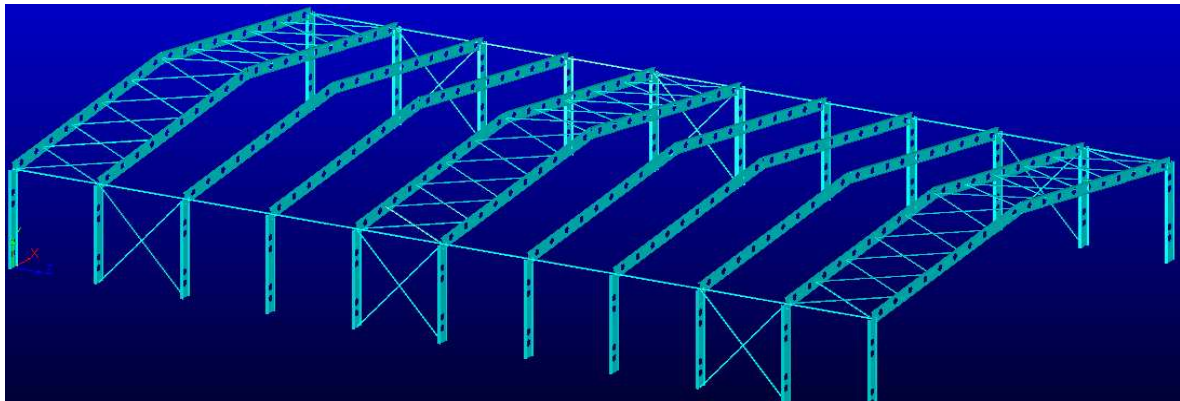
Συντελεστής θεμελίωσης:  $\theta = 1,00$  - Συντελεστής Φασματικής Επιτάχυνσης: 2,50

Συντελεστής Συνδιασμού δράσεων  $\Psi_2 = 0,30$

## 6.2 ΕΠΙΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ

Ο φορέας επιλύεται με χρήση του προγράμματος μεταλλικών κατασκευών INSTANT της εταιρείας CCS. Η κατασκευή προσομοιώνεται με ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία στον χώρο. Κάθε μέλος αποτελείται από δύο κόμβους, οι οποίοι διαθέτουν έξι βαθμούς ελευθερίας και εξ' ορισμού θεωρούνται δεσμευμένοι. Στην συνέχεια ορίζεται η διατομή και το υλικό των μελών. Επόμενο βήμα ο καθορισμός των εξωτερικών φορτίων του φορέα. Οι μάζες του φορέα λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό της φασματικής και

δυναμικής απόκρισης της κατασκευής. Κατά την επίλυση του φορέα το πρόγραμμα χρησιμοποιώντας το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής υπολογίζει τα εντατικά μεγέθη (M, N, Q) όπως επίσης και τις μετακινήσεις κάθε κόμβου της κατασκευής. Κατά την επίλυση του φορέα λαμβάνονται υπόψη οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως ορίζονται από τους αντίστοιχους κανονισμούς για τις καταστάσεις λειτουργικότητας και οριακής αστοχίας με ή χωρίς σεισμό. Μετά την επίλυση του φορέα ακολουθεί ο έλεγχος των παραμορφώσεων και ο έλεγχος διατομών και μελών του φορέα σύμφωνα με τον EC-3. Ο έλεγχος των συνδέσεων της κατασκευής και της θεμελίωσης αυτής δεν αποτελούν αντικείμενο της παρούσας μελέτης.



Σχ. 3: Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα

### 6.3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ

Η εξασφάλιση του ζυγώματος επιτυγχάνεται με χρήση αντηρίδων, οι οποίες τοποθετούνται στις θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων δηλαδή στις διατομές της πρώτης τεγίδας μετά την κορυφαία και στο άκρο της ενίσχυσης του κόμβου. Αντίστοιχη προς την εξασφάλιση που προσφέρουν οι τεγίδες στο ζύγωμα είναι και η εξασφάλιση που προσφέρουν οι μηκίδες στο υποστύλωμα και η πλευρική στήριξη που παρέχεται μέσω ζευγών αντηρίδων στο εσωτερικό πέλμα του υποστυλώματος. Η χρήση ελαφρών λεπτότοιχων διατομών ως τεγίδες, συνδυάζεται με οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας στα οποία δεν συμμετέχουν οι τεγίδες. Το επίπεδο του συνδέσμου τοποθετείται πλησίον του άνω πέλματος του ζυγώματος έτσι ώστε να μειώνεται η εκκεντρότητα των σεισμικών δυνάμεων. Στην συνέχεια ακολουθεί πινακοποιημένα και συνοπτικά ο έλεγχος επάρκειας των διατομών του φορέα.

Οριζόντιες μετακινήσεις $\delta_{x,max} = 1.9cm$	$\delta_{x,επ} = H/150 = 4.0cm$
Κατακόρυφες μετακινήσεις $\delta_y = 7.2cm$ (συνδ. Λειτουργικότητας)	$\delta_{y,επ} = \frac{L}{200} = 7.5cm$
Κατακόρυφες μετακινήσεις $\delta_y = 5.3cm$ (λόγω συνδυασμού μεταβλητών δράσεων)	$\delta_{y,επ} = \frac{L}{250} = 6.0cm$

Πιν.2: Έλεγχος μετατοπίσεων κύριων μελών

Κατηγορία στοιχείου	Max ratio (λόγος επάρκειας)
Υπ/τα	0,95
Ζυγώματα	0,93
Κοιλοδοκός	0,70
Κατακ. Αντιανέμια	0,92
Οριζ. Αντιανέμια	0,85
Μηκίδες	0,70
Τεγίδες	0,97

Πίν.3: Έλεγχος επάρκειας μελών

Τεγίδα	$\delta_{y,max} = 0,4cm < \delta_{zπ} = 2,5cm$	$\delta_{y,max} = 0,3cm < \delta_{zπ} = 2cm$ (λόγω συνδυασμού μεταβλητών δράσεων)
Μηκίδα	$\delta_{x,max} = 1,62cm < \delta_{zπ} = 2,5cm$	$\delta_{x,max} = 0,65 < \delta_{zπ} = 2cm$

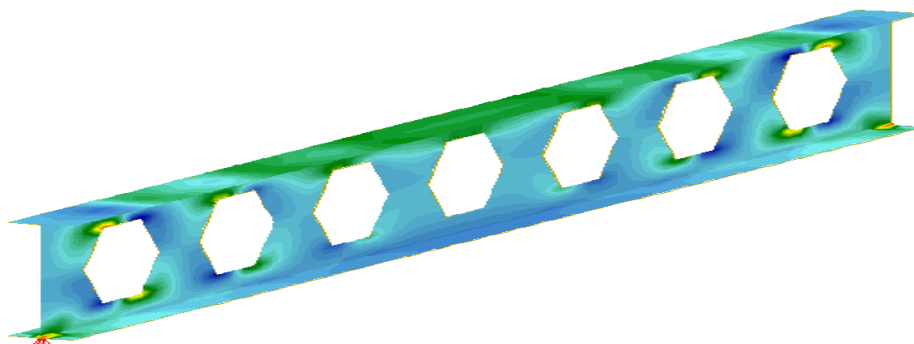
Πίν.4: Έλεγχος μετατοπίσεων μηκίδων-τεγίδων

ΚΥΡΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ			
<b>ΚΥΨΕΛΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ</b>		<b>ΠΡΟΤΥΠΗ ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗ</b>	
IPE450/675	W=33400kgr	IPE600	W=48770kgr
ΤΕΓΙΔΕΣ			
<b>ΛΕΠΤΟΤΟΙΧΗ Ζ ΔΙΑΤΟΜΗ</b>		<b>ΠΡΟΤΥΠΗ ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗ</b>	
KM-Z210-20	W=6215kgr	IPE120	W=11660kgr
ΜΗΚΙΔΕΣ			
<b>ΛΕΠΤΟΤΟΙΧΗ Ζ ΔΙΑΤΟΜΗ</b>		<b>ΠΡΟΤΥΠΗ ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗ</b>	
KM-C140-20	W=1796kgr	IPE120	W=4240kgr
<b><math>W_{tot} = 41411kgr</math></b>		<b><math>W_{tot} = 54120kgr</math></b>	

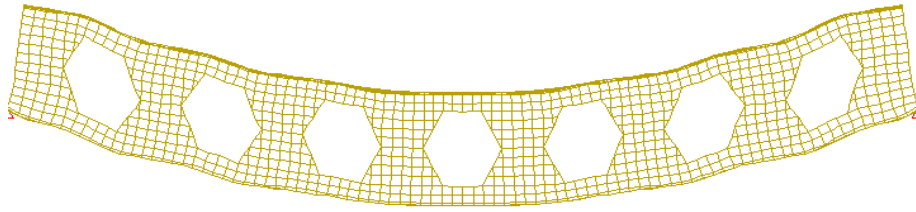
Πίν.5: Προμετρήσεις

## 7. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΥΨΕΛΩΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ολοκληρώνοντας την παρουσίαση των κυψελωτών διατομών, θεωρήθηκε σκόπιμο η ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία (6 βαθμών ελευθερίας) μια αμφίεριστης κυψελωτής δοκού μήκους 5m η οποία φορτίζεται με ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο, κάνοντας χρήση του στατικού προγράμματος Sofistik. Στα σχήματα 4 και 5 δίνονται οι κατανομές των αναπτυσσόμενων τάσεων και η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα αντίστοιχα.



Σχ.4: Αύξηση τάσεων γύρω από τις δημιουργούμενες οπές



Σχ.5: Παραμορφωμένη εικόνα φορέα.

## 8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα τελευταία χρόνια η χρήση λεπτότοιχων και κυψελωτών διατομών ως φερόντων δομικών στοιχείων συνεχώς αυξάνεται. Η εμφάνιση στατικών προγραμμάτων, τα οποία έχουν περιλάβει τις εν λόγω διατομές στις βιβλιοθήκες τους, δίνοντας την δυνατότητα στον χρήστη διαστασιολόγησής τους, η κάλυψη μεγάλων ανοιγμάτων με σημαντική οικονομία στο υλικό (περίπου 20%, όπως προκύπτει από τον εξεταζόμενο φορέα), αρχιτεκτονικές και μηχανολογικές απαιτήσεις είναι οι κυριότεροι λόγοι για αυτήν την εξάπλωση.

## 9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Zirakian T., Showkati H., “Distortional buckling of castellated beams”. *Journal of constructional Steel Research*, 62, 2006, pp. 863-871
- [2] Mohebkah A., Showkati H., “Bracing requirements for inelastic castellated beams”. *Journal of Constructional Steel Research* 61, 2005, pp. 1373-1386
- [3] Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., “Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των ευρωκωδίκων”. *Εκδόσεις Κλειδάριθμος*.
- [4] Elkersh I., “Experimental investigation of bolted cold formed steel frame apex connections under pure moment.” *Article in press Ain Shams Engineering Journal*, 2010.
- [5] Dubina D., Ungureanu V., “Behaviour of multi-span cold-formed Z-purlins with bolted lapped connections”. *Elsevier Thin walled structures* 48, 2010, pp. 866-871.
- [6] El-Sawy K., Sweedan A., Martini M., “Major axis elastic buckling of axially loaded castellated steel columns”. *Elsevier Thin-Walled structures*, 47, 2009, pp. 1295.
- [7] Βάγιας Ι., Dubina D., “Σιδηρές κατεσκευές από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης», *Εκδόσεις Κλειδάριθμος*.

# USE OF CASTELLATED SECTIONS AND COLD FORMED SECTIONS IN A ONE STOREY – LEVEL STEEL STRUCTURE

**Lambrini Panagopoulou**  
Technical Civil Engineer  
ASPAITE, Department of Civil Engineering  
Athens, Greece

**George Xanthakis**  
Civil Engineer, Msc, MBA, Candidate Phd Aegean University  
Department of Steel Structure, ASPAITE  
Athens, Greece  
e-mail: [xanthakisg@aegean.gr](mailto:xanthakisg@aegean.gr)

## ABSTRACT

Castellated beams made from steel I-sections with hexagonal web openings and also cold formed thin wall purlins are being extensively used in structural applications. Material economy in combination with aesthetic and architectural design has lead to sections made from standard I-profiles with increased cross-sectional height and load carrying capacity in bending. A lot of studies about the structural behavior of castellated beams and a number of different possible failure modes are presented in the past.

In the first part of this study, the special characteristics of these sections and a literature review are presented. In the second part an analysis of an one-level storey steel structure (using the statical analysis program, Instant) is performed.

Aim of this paper is to make known the castellated beams and the cold formed thin wall purlins to Greek engineers, describing their structural behavior and the advantages of using them. The numerical results indicate that the use of castellated frames and thin wall purlins are the best economical and advantageous choice in the case of the uniformly distributed loads.