



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Μεταλλικού Υποστέγου με Βλάβες από Καθίζηση



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Θεόδωρος Δ. Μητσογιάννης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούλιος 2015

ΕΜΚ ΜΕ 2015/05

Μητσογιάννης Θ. Δ. (2015).
Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας μεταλλικού υποστέγου με βλάβες από καθίζηση
Μεταπτυχιακή Εργασία EMK ME 2015/05
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Mitsogiannis Th. D. (2015).
Loading capacity evaluation of a damaged Steel Hangar due to settlement
Postgraduate Thesis EMK ME 2015/05
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	5
Abstract	6
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	8
2 Διαδικασία αποτίμησης – Παρουσίαση απαραίτητων στοιχείων	9
2.1 Γενικά	9
2.2 Διαδικασία αποτίμησης	9
2.3 Περιγραφή του υποστέγου	10
2.4 Υφιστάμενη κατάσταση	13
2.5 Καθιζήσεις: Ιστορικό και αιτίες	15
2.5.1 Γενικά	15
2.5.2 Ιστορικό	16
2.5.3 Αίτια	18
3 Έλεγχος φορέα με τις παραδοχές της αρχικής μελέτης	20
3.1 Γενικά	20
3.2 Φορτίσεις και συνδυασμοί φορτίσεων αρχικής μελέτης	20
3.3 Επίλυση στο επίπεδο της όψης του πλαισίου	22
3.4 Επίλυση στο επίπεδο της πλευρικής όψης του υποστέγου	23
3.4.1 Προσομοίωση - Αρχική επίλυση	23
3.4.2 Ταξινόμηση κόμβου υποστυλώματος – κοιλοδοκού, προσδιορισμός στροφικής δυσκαμψίας	25
3.4.3 Δεύτερη επίλυση	28
3.5 Επίλυση του υποστέγου με χωρικό προσομοίωμα	30
3.5.1 Αρχική επίλυση	30
3.5.2 Δεύτερη επίλυση	34
3.5.3 Τρίτη & Τέταρτη επίλυση	34
3.5.4 Πέμπτη επίλυση	37
3.6 Συμπεράσματα - Εκτίμηση φέρουσας ικανότητας του φορέα	38
3.7 Έλεγχος επάρκειας διατομών και μελών	40
3.7.1 Υποστύλωμα HEB 800 στο χωρικό προσομοίωμα – κύριο πλαίσιο Νο 3 (1 ^η επίλυση) 40	
3.7.2 Ράβδοι πλήρωσης ζευκτού διατομής 2UPN120 (χωρικό πλαίσιο, 1 ^η επίλυση)	46
3.7.3 Τριγωνική ενίσχυση ακραίου κόμβου διατομής HEA 320 (χωρικό προσομοίωμα, 1 ^η επίλυση)	51
3.7.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας Λ διατομής 2UPN160 (χωρικό προσομοίωμα, 1 ^η επίλυση)	53
4 Έλεγχος φορέα υπό τα φορτία του Ευρωκώδικα	59
4.1 Εισαγωγή	59
4.2 Φορτίσεις και συνδυασμοί φόρτισης κατά Ευρωκώδικα	59
4.3 Επίλυση στο επίπεδο της όψης του πλαισίου	62
4.4 Επίλυση του υποστέγου με χωρικό προσομοίωμα	63
4.5 Αναλυτικός προσδιορισμός φορτίου ανέμου	65
4.6 Συμπεράσματα	68
4.7 Έλεγχος επάρκειας διατομών	69
5 Συμπεράσματα – Στρατηγική αποκατάστασης	71

5.1 Γενικά Συμπεράσματα.....	71
5.2 Στρατηγική και Προτάσεις Επέμβασης.....	72
6 Βιβλιογραφία.....	74
Παράρτημα Α. Φορτίσεις κατά Ευρωκώδικα	75
Α.4.1. Άνεμος για $\Theta = 0^\circ$ (Κλειστή θύρα υποστέγου).....	77
Α.4.2 Άνεμος για $\Theta = 90^\circ$ (Κλειστή θύρα υποστέγου).....	78
Α.4.3 Άνεμος για $\Theta = 0^\circ$ (Ανοικτή θύρα υποστέγου).....	78
Α.4.4 Άνεμος για $\Theta = +90^\circ$ (Ανοικτή θύρα υποστέγου).....	79
Α.4.5 Άνεμος για $\Theta = -90^\circ$ (Ανοικτή θύρα υποστέγου).....	79
Παράρτημα Β. Αναλυτικός Υπολογισμός ανεμοπίεσης.....	81

Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας μεταλλικού υποστέγου με βλάβες από καθίζηση

Μητσογιάννης Θ. Δ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υποστέγου συντήρησης αεροσκαφών με φέροντα οργανισμό από χάλυβα που έχει υποστεί βλάβες από καθίζηση. Το υπόστεγο μελετήθηκε με βάση τους Γερμανικούς κανονισμούς που ίσχυαν κατά το χρόνο εκπόνησης της μελέτης (1992) και κατασκευάστηκε το 1994. Η καθίζηση εμφανίζεται σήμερα σε μια περιοχή του υποστέγου, έκτασης περίπου $200,00\text{m}^2$ στη βορειανατολική πλευρά του κτιρίου, η τιμή της κυμαίνεται μεταξύ $13\sim 230\text{mm}$ και επηρεάζει τα υποστυλώματα της ανατολικής πλευράς τριών εκ των συνολικά δέκα κύριων πλαισίων, στο ακραίο από τα οποία εμφανίζεται η μέγιστη τιμή της ($23,2\text{cm}$), καθώς και 3 μετωπικά υποστυλώματα της πίσω όψης του υποστέγου. Το φαινόμενο φαίνεται να έχει σταθεροποιηθεί καθώς δεν παρουσιάζεται μεταβολή της καθίζησης τα τελευταία 5 έτη.

Για τον υπολογισμό της διαθέσιμης αντοχής των μελών του φορέα πραγματοποιήθηκε ανάλυση της εντατικής του κατάστασης με βάση τις φορτίσεις και τους συνδυασμούς φορτίσεων της αρχικής μελέτης, συνυπολογίζοντας όμως και την επιβληθείσα μετακίνηση (καθίζηση), ενώ ο έλεγχος των μελών έγινε με βάση τα καθοριζόμενα στον Ευρωκώδικα 3 (2005). Η προσομοίωση και ανάλυση του φορέα έγινε με τη χρήση του λογισμικού SAP2000v16. Συνεκτιμώντας τα αποτελέσματα της ανάλυσης, την υφιστάμενη εικόνα του φορέα και τις εκτιμήσεις για την πραγματική αντοχή των μελών του, η εργασία κατέληξε στο συμπέρασμα ότι ο φορέας επαρκεί από άποψη αντοχής για την ανάληψη των αναμενόμενων σε αυτόν φορτίσεων, αλλά λόγω της οριακής εντατικής κατάστασης ορισμένων μελών εκτιμήθηκε ως αναγκαία η άμεση εκτέλεση εργασιών αποκατάστασης της αρχικής γεωμετρίας του φέροντα οργανισμού.

Στη συνέχεια έγινε σύγκριση του αρχικού σχεδιασμού με το ισχύον σήμερα κανονιστικό πλαίσιο. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκε υπολογισμός των φορτίων (χιονιού, ανέμου και γερανογέφυρας οροφής) με βάση τα καθοριζόμενα στον Ευρωκώδικα 1 και έλεγχος επάρκειας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Η εφαρμογή των διατάξεων του Ευρωκώδικα κατέδειξε ότι, πριν την επιβολή της καθίζησης, οι υφιστάμενες διατομές του φορέα επαρκούν σε όλες τις περιπτώσεις, αλλά η εντατική τους κατάσταση είναι πολύ πιο επιβαρυνμένη σε σχέση με προηγούμενα.

Οι επιλύσεις και με τα δύο κανονιστικά πλαίσια κατέδειξαν ότι κατά τη διαδικασία της αποτίμησης είναι ιδιαίτερα σημαντική η γνώση των πραγματικών τιμών τόσο των δράσεων που ασκούνται σε ένα φορέα όσο και των αντοχών των μελών και των συνδέσεων του φέροντα οργανισμού του καθώς συμβάλουν καθοριστικά στη σωστή εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας του φορέα αλλά και τη βέλτιστη τεχνικοοικονομικά επιλογή της μεθόδου αποκατάστασης.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

POSTGRADUATE THESIS
EMK ME 2015/05

**Loading capacity evaluation of a damaged Steel Hangar due to
settlement**

Mitsogiannis Th. D. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The present diploma thesis aims at evaluating the loading capacity of a steel frame aircraft maintenance hangar that has experienced differential settlement damage. Built in 1994, the structure was initially designed using the German Code (DIN), which was in use at the time.

The settlement, as it appears today, extends over 200m² on the inside of the hangar, at its Northeast corner. The depth of settlement varies between 13 – 230mm and has effected the east facing columns of three of the ten parallel steel frames and 3 face columns of the back side of the hangar. The largest settlement, measuring 23.2 cm, is located at the last frame. The process of settlement seems now to have stabilized, as it has not varied the last five years.

In order to assess the available loading capacity of the hangar, the entire building is analyzed employing the initial design load criteria and the displacements imposed by the (existing) differential settlement, while the steel members were checked by applying the provisions of Euro Code 3 (2005). The structure was simulated and analyzed using the FE software SAP 2000.

On the basis of the analytical results, having taken into account the current condition of the hangar and the actual strength values of the steel members, the building is capable of withstanding all the environmental/loading factors expected to affect the hangar. However, the structural stresses imposed to some frame members, due to the effects of settlement, would require that the hangar be restored, as soon as possible, to its original geometry. In addition, the evaluation process confirmed that the earthquake had had minimal impact on the overall structural integrity of the hut.

Moreover, a comparison has been made between the initial design Codes (DIN) and those currently in use, for the design of steel members (Euro code 1 & Euro code 3). For this scope, the permanent applied loads, accounting for snow loads, wind actions and vertical and horizontal loads from the monorail hoist block were calculated in accordance to the EC.1 and a new analysis was carried out. The analytical results have demonstrated that a much greater stress has been imposed on the cross-sections of the frames of the hangar, before admitting the displacement. Nevertheless cross – sections still have sufficient structural capacity.

Both analysis has shown that during the evaluation progress, the knowledge of the actual strength values of the steel members as well as the actual values of the actions imposed to the building is critical, because they lead to an, as close as possible, estimation of the real structural condition of the structure and they contribute to the selection of the restoration method.

Ευχαριστίες

Αισθάνομαι την υποχρέωση να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες σε όσους συνέβαλαν στη συγγραφή της παρούσας εργασίας.

Ιδιαίτερα προς τον επιβλέποντα καθηγητή της εργασίας μου κ. Δ. Βαμβάτσικο για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του, για την επίλυση αποριών και προβλημάτων που προέκυψαν, αλλά κυρίως για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.

Επίσης ευχαριστώ τους υποψήφιους διδάκτορες κ. Δ. Μπηλιώνη και Μ. Δασίου για τη βοήθεια και το χρόνο που μου διέθεσαν.

Τέλος, ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω τη σύζυγό μου και τα παιδιά μου που στάθηκαν αρωγοί και συμπαράστατες στις επιλογές μου.

1 Εισαγωγή

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υποστέγου συντήρησης αεροσκαφών με φέροντα οργανισμό από χάλυβα που έχει υποστεί βλάβες από καθίζηση. Η καθίζηση εμφανίζεται σε μια περιοχή του υποστέγου, έκτασης περίπου $200,00\text{m}^2$ στη βορειανατολική πλευρά του κτιρίου, η τιμή της κυμαίνεται μεταξύ $1,3\sim 23\text{cm}$ και επηρεάζει τα υποστυλώματα τριών κύριων πλαισίων, στο ακραίο από τα οποία εμφανίζεται η μέγιστη τιμή της ($23,2\text{cm}$), καθώς και 3 μετωπικά υποστυλώματα της πίσω όψης του υποστέγου.

Η προσομοίωση και ανάλυση του φορέα έγινε με τη χρήση λογισμικού του εμπορίου, και συγκεκριμένα του SAP2000v16 της εταιρείας Computers and Structures. Για τον υπολογισμό της εντατικής κατάστασης του φορέα χρησιμοποιήθηκαν οι φορτίσεις και συνδυασμοί φορτίσεων της αρχικής μελέτης, ενώ ο έλεγχος των μελών έγινε με βάση τα καθοριζόμενα στον Ευρωκώδικα 3 (2005).

Παράλληλα έγινε σύγκριση του αρχικού σχεδιασμού (ο οποίος είχε γίνει με τους Γερμανικούς Κανονισμούς που ίσχυαν κατά το χρόνο εκπόνησης της μελέτης (1992)) με το ισχύον σήμερα κανονιστικό πλαίσιο. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκε υπολογισμός των φορτίων με βάση τα καθοριζόμενα στον Ευρωκώδικα 1 και έλεγχος επάρκειας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Το παρόν πόνημα αποτελείται από πέντε (5) κεφάλαια που συνοπτικά πραγματεύονται τα εξής:

Στο κεφάλαιο 2, υπό τον τίτλο «διαδικασία αποτίμησης – παρουσίαση απαραίτητων στοιχείων», περιγράφονται οι παράμετροι και οι παραδοχές που σχετίζονται με τη διαδικασία της παρούσας αποτίμησης, η γεωμετρία του φέροντα οργανισμού και τα επιμέρους στοιχεία από τα οποία συντίθεται, το ιστορικό της εμφάνισης και εξέλιξης της καθίζησης καθώς και η υφιστάμενη κατάσταση της κατασκευής.

Στο κεφάλαιο 3, υπό τον τίτλο «έλεγχος φορέα με τις παραδοχές της αρχικής μελέτης», γίνεται η επίλυση του φορέα με τις φορτίσεις της αρχικής μελέτης και την επιβολή της καθίζησης, για διάφορες υποπεριπτώσεις, τόσο στις δύο (2Δ) όσο και στις τρεις (3Δ) διαστάσεις. Στη συνέχεια γίνεται έλεγχος των μελών της κατασκευής με τη βοήθεια του λογισμικού με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και παρατίθενται τα εξαχθέντα συμπεράσματα αναλυτικά, ενώ, για ορισμένα μεμονωμένα μέλη, παρουσιάζονται και οι αντίστοιχες αναλυτικές χειρόγραφες επιλύσεις.

Στο κεφάλαιο 4, υπό τον τίτλο, «έλεγχος φορέα υπό τα φορτία του Ευρωκώδικα», γίνεται η επίλυση του φορέα με τις φορτίσεις του Ευρωκώδικα πριν και μετά την επιβολή της καθίζησης, τόσο στις δύο (2Δ) όσο και στις τρεις (3Δ) διαστάσεις. Στη συνέχεια γίνεται έλεγχος των μελών της κατασκευής με τη βοήθεια του λογισμικού με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3, ενώ, για ορισμένα μεμονωμένα μέλη, παρουσιάζονται και οι αντίστοιχες αναλυτικές χειρόγραφες επιλύσεις.

Στο κεφάλαιο 5, υπό τον τίτλο «Συμπεράσματα – στρατηγική αποκατάστασης», παρουσιάζονται τα σημαντικότερα από τα εξαγόμενα συμπεράσματα για την επάρκεια και τη συμπεριφορά του φορέα που προέκυψαν από την παρούσα μελέτη και προτείνονται συνοπτικά οι εργασίες αποκατάστασης του φέροντα οργανισμού.

Τέλος, το παρόν πόνημα ολοκληρώνεται με τις βιβλιογραφικές αναφορές και συνοδεύεται από 2 Παραρτήματα που αφορούν στον αναλυτικό υπολογισμό των φορτίων κατά τον Ευρωκώδικα 1 (μόνιμα και κινητά φορτία, φορτία χιονιού και ανέμου).

2 Διαδικασία αποτίμησης – Παρουσίαση απαραίτητων στοιχείων

2.1 Γενικά

Το υπό εξέταση υπόστεγο ανεγέρθη για λογαριασμό της Ολυμπιακής Αεροπορίας στον Κρατικό Αερολιμένα της Θεσσαλονίκης (ΚΑΘΜ) στο πλαίσιο του έργου “Υπόστεγο Συντήρησης Αεροσκαφών της Ολυμπιακής Αεροπορίας”, το οποίο περιελάμβανε το υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών και το δάπεδο στάθμευσης εμπροσθεν αυτού, τους βοηθητικούς χώρους του υποστέγου (περιμετρικά συνεργεία), καθώς και το συνδεδημένο τροχόδρομο για τη σύνδεση του υποστέγου και του νέου δαπέδου στάθμευσης αεροσκαφών με το κεντρικό δάπεδο αεροσκαφών και το διάδρομο προσγείωσης – απογείωσης του αεροδρομίου.

Τα περιμετρικά συνεργεία αναπτύσσονται σε σχήμα Π γύρω από το υπόστεγο, ο σκελετός τους είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και έχουν κατασκευαστεί στατικά ανεξάρτητα του υποστέγου, μέσω διαμόρφωσης αρμών πάχους 5cm.

Το κτίριο κατασκευάστηκε προκειμένου να χρησιμοποιηθεί ως υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών, ενώ από την αρχή της λειτουργίας του ως σήμερα δεν έχει μεταβληθεί η χρήση του ή τα επιβαλλόμενα φορτία του.

2.2 Διαδικασία αποτίμησης

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του υποστέγου με τη συνεκτίμηση των βλαβών που έχει υποστεί.

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υποστέγου περιλάμβανε τη συλλογή των απαραίτητων στοιχείων, την αποτύπωση της υφιστάμενης κατάστασης του φορέα, την ανάλυση της εντατικής κατάστασης και τον έλεγχο της συμπεριφοράς της κατασκευής καθώς και την τελική εκτίμηση της διαθέσιμης αντοχής της κατασκευής. Αναλυτικότερα:

Στο στάδιο της συλλογής των απαραίτητων στοιχείων πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος της μελέτης εφαρμογής σε σχέση με το φορέα και η συγκέντρωση των σχετικών με το φαινόμενο της καθίζησης στοιχείων. Κατά τον έλεγχο – αντιστοίχιση της αρχικής μελέτης και των σχεδίων της μελέτης εφαρμογής σε σχέση με το φορέα προέκυψε ότι η αρχική μελέτη έχει πρακτικά πλήρως εφαρμοστεί, όπως περιγράφεται αναλυτικά στην επόμενη παράγραφο 2.3 της παρούσας. Η εφαρμογή των σχεδίων δεν επαληθεύτηκε για τη θεμελίωση, αλλά κρίνεται ότι έχει κατασκευασθεί σύμφωνα με τη μελέτη. Ταυτόχρονα έλαβε χώρα αναλυτική καταγραφή της υφιστάμενης κατάστασης του φορέα, η οποία αποτυπώνεται αναλυτικά στην παράγραφο 2.4.

Σε ότι αφορά στη διερεύνηση και καταγραφή του φαινομένου της καθίζησης όλα τα στοιχεία παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στην παράγραφο 2.5.

Ακολούθησε η ανάλυση της εντατικής κατάστασης της κατασκευής, η οποία έγινε με βάση τις φορτίσεις και τους συνδυασμούς φορτίσεων της αρχικής μελέτης. Πιο συγκεκριμένα, ο φορέας της ανωδομής επιλύθηκε αρχικά με τους συνδυασμούς της μελέτης προκειμένου να επιβεβαιωθούν τα αποτελέσματα αυτής. Στη συνέχεια επιλύθηκε ο φορέας συνυπολογίζοντας στις φορτίσεις και την επιβληθείσα μετακίνηση (εντατική

κατάσταση που εισάγεται στο φορέα λόγω της καθίζησης). Η επίλυση έγινε με τη χρήση του προγράμματος SAP2000 λόγω του ότι ο αρχικός φορέας είχε επιλυθεί με προηγούμενη έκδοση του ίδιου προγράμματος (SAP90).

Χρησιμοποιώντας τις επιλύσεις της προηγούμενης παραγράφου, έγινε ο έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής. Για τη διενέργεια του ελέγχου, διαδικασία ιδιαίτερως κρίσιμη για την αποτίμηση της κατασκευής, έγιναν οι εξής βασικές παραδοχές:

α. Επιλογή της μεθοδολογίας ελέγχου της κατασκευής: Δεν υφίσταται σήμερα συγκεκριμένο κανονιστικό πλαίσιο για τον έλεγχο της υπό αξιολόγηση κατασκευής καθώς ο Ευρωκώδικας 3 (EN 1993) αφορά στο σχεδιασμό κτηρίων και έργων πολιτικού μηχανικού από χάλυβα, ο Ευρωκώδικας 8 αφορά στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας για σεισμικές δράσεις ενώ και οι κανόνες εφαρμογής του ΚΑΝΕΠΕ αναφέρονται κυρίως σε κτήρια με φέροντα οργανισμό από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Για την άρση του προβλήματος αυτού, η προσέγγιση που επιλέχθηκε στην παρούσα εργασία είναι να γίνει καταρχήν έλεγχος της κατασκευής με βάση τα επιμέρους κριτήρια και τις προϋποθέσεις που τίθενται στον Ευρωκώδικα 3 (EN 1993-1-1) για κάθε μέλος του φέροντα οργανισμού, καθώς η υπό αξιολόγηση κατασκευή είναι ένας μεταλλικός φορέας. Πέραν τούτου όμως, σε ορισμένες περιπτώσεις ανάλογα με τα αποτελέσματα του ελέγχου, τη σπουδαιότητα του μέλους και την υφιστάμενη εικόνα της κατασκευής έγινε πιο ενδελεχής προσέγγιση, όπως αναλύεται στα επόμενα κεφάλαια. Επιπλέον ο ΚΑΝΕΠΕ χρησιμοποιήθηκε συμβουλευτικά, στο τμήμα που αφορά στη διερεύνηση και τεκμηρίωση του φέροντος οργανισμού του υφιστάμενου δομήματος και στους στόχους ανασχεδιασμού του φορέα.

β. Καθορισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών του χάλυβα του φέροντα οργανισμού: Ο χάλυβας του μεταλλικού σκελετού είναι κατηγορίας St 37/2 κατά DIN17100 και υποδηλώνει χάλυβα ελάχιστης εφελκυστικής αντοχής 370 kp/mm^2 . Το πρότυπο αυτό έχει καταργηθεί και έχει αντικατασταθεί από το EN 10025:2004. Ο χάλυβας κατηγορίας St 37/2 αντιστοιχεί στο ισχύον Ευρωπαϊκό πρότυπο στο χάλυβα S235JR, οι ιδιότητες του οποίου λαμβάνονται υπόψη στην παρούσα εργασία και ο οποίος έχει όριο διαρροής τα 235Mpa και εφελκυστική αντοχή 360 - 510Mpa. Επειδή η τιμή των 235Mpa αποτελεί τη χαρακτηριστική τιμή για το όριο διαρροής, η πραγματική τιμή του ορίου διαρροής στα μέλη του φέροντα οργανισμού αναμένεται να είναι σημαντικά υψηλότερη, γεγονός που στην εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας θα πρέπει να ληφθεί υπόψη. Για το σκοπό αυτό θα έπρεπε να γίνει εξέταση του χάλυβα της κατασκευής προκειμένου να ευρεθεί η ακριβής τιμή του ορίου διαρροής που θα ληφθεί υπόψη στους ελέγχους. Ελλείψει του συγκεκριμένου στοιχείου, κατά την αρχική φάση του ελέγχου των μελών χρησιμοποιήθηκε η χαρακτηριστική αντοχή. Σε ορισμένες περιπτώσεις όπου από τα αποτελέσματα του ελέγχου προέκυπτε αστοχία του μέλους, πραγματοποιήθηκε πιο λεπτομερής προσέγγιση με βάση σχετικές με το θέμα έρευνες της διεθνούς βιβλιογραφίας όπως αναλύεται στα επόμενα κεφάλαια.

Τελικά, με βάση τα εξαγόμενα της παραπάνω διαδικασίας, έγινε συνολική εκτίμηση της κατάστασης του φέροντα οργανισμού και, κατ' επέκταση της ασφάλειας της κατασκευής.

2.3 Περιγραφή του υποστέγου

Το υπόστεγο έχει διαστάσεις 63,60 x 48,60m, ελεύθερο εσωτερικά ύψος (ύψος ελκυστήρα) ίσο προς 12,80m και, όπως προαναφέρθηκε, ο φέρων οργανισμός του μορφώνεται από χάλυβα κατηγορίας St 37/2 κατά DIN 17100. Οι θύρες της κεντρικής εισόδου είναι και αυτές μεταλλικές με ύψος 12,80m, στο μισό τμήμα του υποστέγου

κινείται γερανογέφυρα ωφέλιμου φορτίου 3t ενώ η επικάλυψη του είναι από τραπεζοειδή λαμαρίνα.

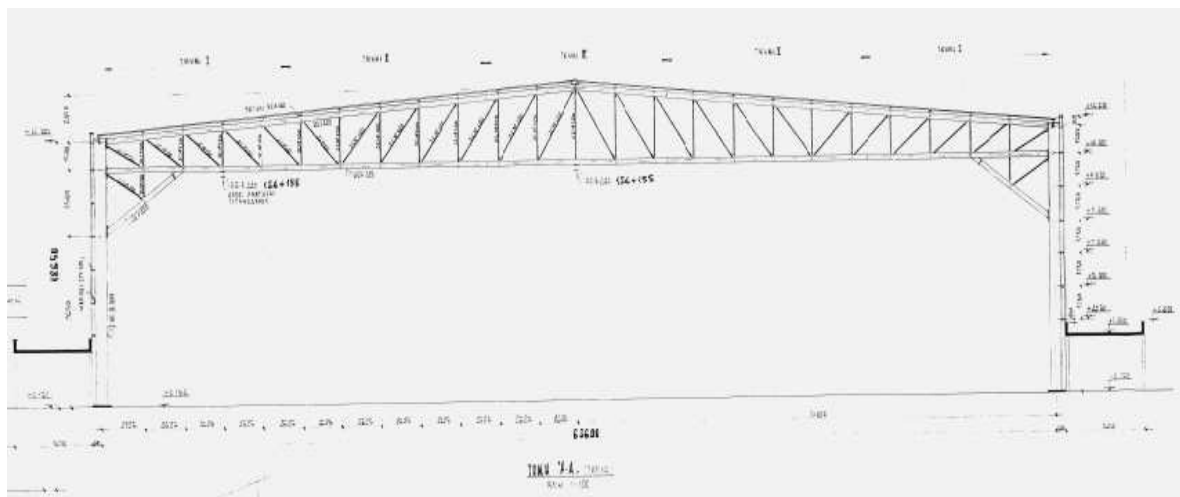
Ειδικότερα, οι κύριοι φορείς της ανωδομής διαμορφώθηκαν από όμοια αμφικλινή παράλληλα μεταξύ τους πλαίσια, κατά τη μεγάλη διάσταση, και σε αποστάσεις ανά 5,40m αξονικά. Το άνοιγμα των πλαισίων είναι αξονικά 63,60m και αποτελείται από υποστύλωμα διατομής HEB 800 και αμφικλινές δικτυωτό ζύγωμα, οι κλίσεις του οποίου είναι 7,7%. Το άνω και το κάτω πέλμα του δικτυώματος μορφώνονται από ολόσωμες διατομές HEA 320, τα πέλματα του οποίου είναι παράλληλα προς το μέσο επίπεδο του δικτυώματος (ήτοι ο ισχυρός άξονας της διατομής έχει τοποθετηθεί κατά την εγκάρσια διεύθυνση). Οι ράβδοι πληρώσεως κατασκευάστηκαν από διατομές 2UNP 120 και 2UNP 100 που συνδέονται στους κόμβους επί κομβοελασμάτων τοποθετημένων κατ' επέκταση των πελμάτων των HEA 320. Τα δύο U των ράβδων πληρώσεως κατασκευάστηκαν σε απόσταση 310mm και συνδέονται μεταξύ τους με ζεύγη παρεμβλημάτων συγκολλημένων ανά αποστάσεις στα δύο πέλματα των U, προκειμένου να αυξηθεί η αντοχή σε λυγισμό κατά τον ασθενή άξονα της διατομής. Τα μήκη των ορθοστατών του ζυγώματος κυμαίνονται από 1,50m έως 3,95m.

Οι δυο ακραίοι κόμβοι του πλαισίου ενισχύονται με τριγωνικής μορφής δικτύωμα διατομής HEA 320, μήκους δύο φανωμάτων και ύψους 3,50m. Η ακριβής μορφή των κύριων μεταλλικών πλαισίων φαίνεται στο ακόλουθο Σχήμα 2.1.

Σύμφωνα με τη μελέτη του έργου, η θεμελίωση του κτηρίου γίνεται με κατακόρυφους πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος διαμέτρου $d=0,60m$ και μήκους 25m. Πιο συγκεκριμένα, κάτωθεν κάθε υποστυλώματος των κυρίων πλαισίων κατασκευάστηκαν 4 πάσσαλοι με ισχυρό κεφαλόδεσμο $3x3x1m$, επί του οποίου πακτώνεται κάθε στύλος. Οι κεφαλόδεσμοι των πασσάλων θεμελίωσης συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς 30/80.

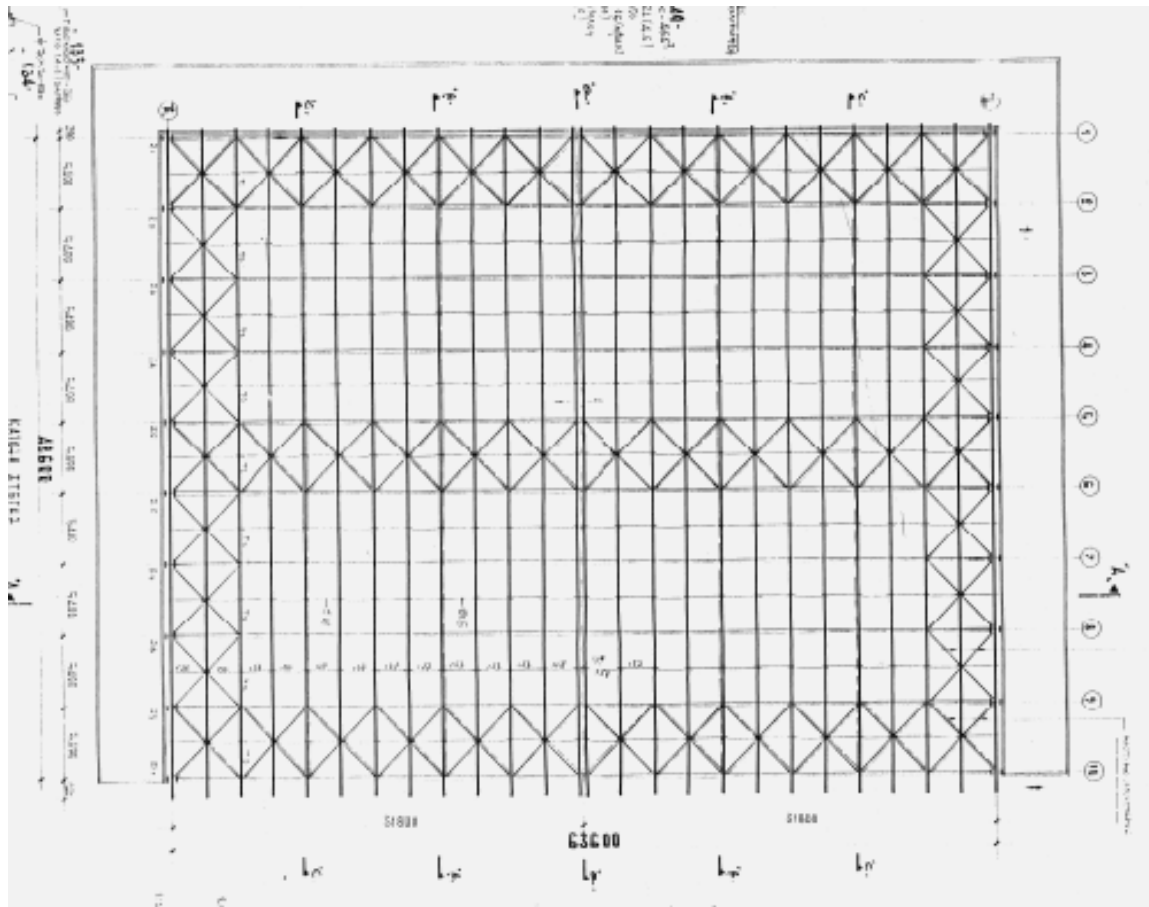
Εγκάρσια του αμφικλινούς ζυγώματος της στέγης έχουν τοποθετηθεί τεγίδες διατομής HEA 140 με απόσταση 2,625m μεταξύ τους.

Στην πίσω πλευρά του Υποστέγου έχουν τοποθετηθεί μεταλλικοί μετωπικοί στύλοι ολόσωμης διατομής HEB 300, επί του άξονα του τυπικού πλαισίου (απόσταση στύλων 5,25m). Οι στύλοι αυτοί καταπονούνται κυρίως από τον άνεμο και το ίδιο βάρος των εγκάρσιων δοκίδων (μηκίδων) της πίσω όψης. Τα μετωπικά υποστυλώματα είναι αρθρωτά



στη βάση τους ενώ στην κορυφή η σύνδεση τους με το δικτυωτό ζύγωμα πραγματοποιείται με κοχλίες εντός επιμηκών οπών προκειμένου να αποφεύγεται η μεταφορά αξονικών δυνάμεως σε αυτά.

α. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψιάς αποτελούνται από χιαστί ράβδους L100/10 ή L120/12 και τοποθετούνται στα ακραία και στο μεσαίο φάτνωμα στη διεύθυνση του κύριου πλαισίου (63,6m - Σχήμα 2.2). Οι σύνδεσμοι δυσκαμψιάς αναπτύσσονται σε δύο επίπεδα, σε εκείνο του αμείβοντα και σε εκείνο του ελκυστήρα. Επιπλέον, μεταξύ των τριών σειρών των εν λόγω συνδέσμων, τοποθετούνται, στα ακραία φάτνωμα, δευτερεύοντες βοηθητικοί οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψιάς. Οι σύνδεσμοι αυτοί



β. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα με τους οριζόντιους και μορφώνονται από συνδέσμους τύπου Λ κατασκευασμένους από διατομές 2UNP 160, 2UNP 140 ή 2UNP 120, τα μέλη των οποίων βρίσκονται σε απόσταση 280mm και συνδέονται μεταξύ τους με ζεύγη παρεμβλημάτων συγκολλημένων, όπως και στην περίπτωση των ράβδων πλήρωσης του ζευκτού. Ο σύνδεσμος συμπληρώνεται με κοιλοδοκούς SHS160X6 οι οποίοι αναπτύσσονται σε τέσσερις στάθμες (όσα και τα Λ) και διατρέχουν όλη την πλευρική όψη του υποστέγου.



Φωτογραφίες 2.1 & 2.2: Οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

γ. Οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (τρεις μορφές α, β και γ), αναπτύσσονται σε πέντε (5) συνολικά θέσεις – επίπεδα και κατασκευάζονται από δύο διαγώνια (χιαστί ράβδους L70/7 στον τύπου α και β ή L80/8 στον τύπου γ) και ένα οριζόντιο στοιχείο (κοιλοδοκός SHS 120x5 στον τύπου α και β ή 140x5 στον τύπου γ) τοποθετημένο στο στάθμη των πελμάτων του ζευκτού.

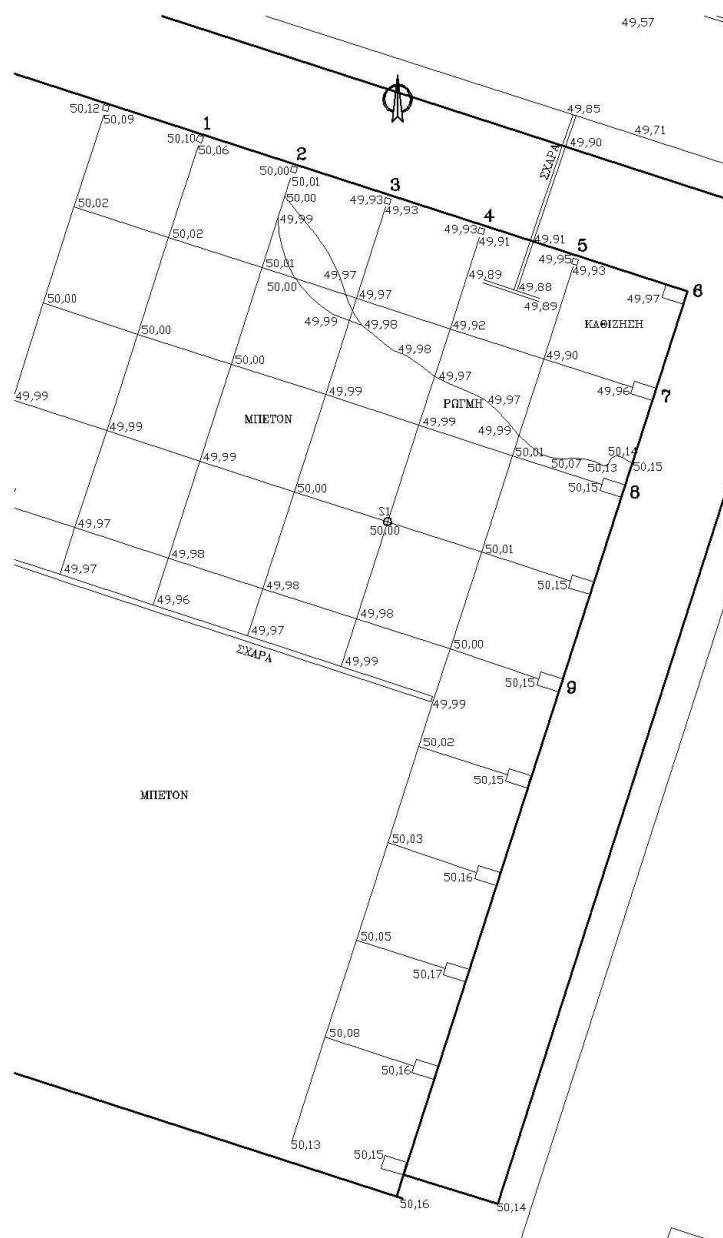
2.4 Υφιστάμενη κατάσταση

Εντός του υποστέγου η καθίζηση διαφαίνεται σε μια περιοχή 200m^2 περίπου στη Βορειοανατολική πλευρά του υποστέγου. Το φαινόμενο επηρεάζει σε πρώτο βαθμό τα υποστυλώματα της ανατολικής πλευράς των τριών πρώτων κύριων πλαισίων (πλαίσια Νο 1, 2 και 3 σύμφωνα με τα σχέδια της μελέτης – Νο 6, 7 και 8 του επόμενου σχήματος 2.3) καθώς και 3 μετωπικά (Νο 3, 4 και 5 του επόμενου σχήματος 2.3) που έχουν σχεδιαστεί να μη φέρουν φορτία του κύριου πλαισίου και το δάπεδο εντός αυτής της περιοχής.

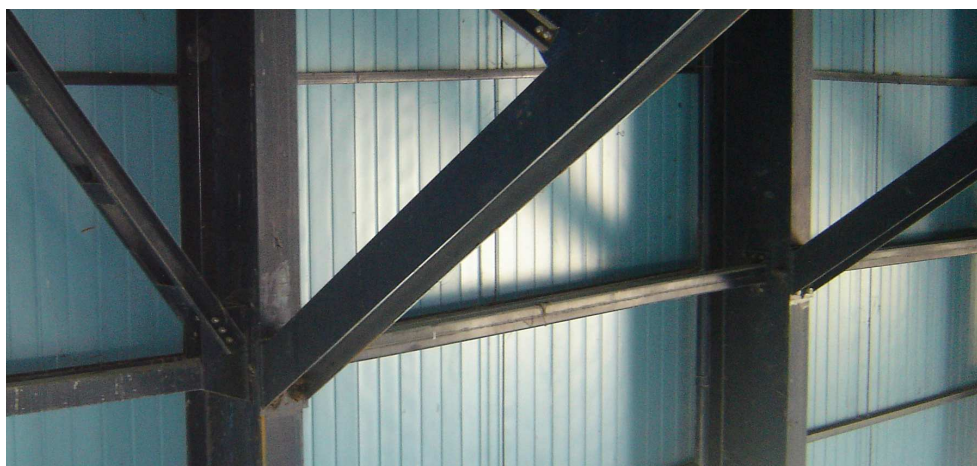
Τα κύρια υποστυλώματα δεν εμφανίζουν βλάβες (λυγισμό στρεβλώσεις ή απόκλιση από την κατακόρυφο), αλλά ούτε το ζευκτό του πλαισίου, πέρα από το αναμενόμενο βέλος λόγω της καθίζησης των υποστυλωμάτων. Οι βλάβες καταγράφονται σε δευτερεύοντα στοιχεία, κυρίως μεταξύ του 2ου και 3ου πλαισίου και συγκεκριμένα στους εγκάρσιους συνδέσμους ακαμψίας του ζευκτού, στις κοιλοδοκούς σύνδεσης και στις μηκίδες μεταξύ των υποστυλωμάτων των κύριων πλαισίων.

Παρόμοια είναι η κατάσταση και στα μετωπικά υποστυλώματα όπου επίσης οι βλάβες εμφανίζονται στις μηκίδες της πίσω όψης του υποστέγου.

Εκτός του υποστέγου παρατηρείται καθίζηση στα περιμετρικά συνεργεία και στην οδό στην ΒΔ γωνία του Υποστέγου.



Σχήμα 2.3: Περιοχή καθίζησης εντός του υποστέγου



Φωτογραφία 2.3: Βλάβη στην κοιλοδοκό SHS 160x6 μεταξύ των κύριων πλαισίων 2 και 3



Φωτογραφίες 2.4 & 2.5: Βλάβες στους 1ο & 2ο εγκάρσιο σύνδεσμο δυσκαμψίας (πλησίον άκρου καθίζησης)



Φωτογραφία 2.6: Καθίζηση μετωπικών υποστυλωμάτων - Παραμορφώσεις μηκίδων

2.5 Καθιζήσεις: Ιστορικό και αιτίες

2.5.1 Γενικά

Το φαινόμενο των καθιζήσεων, που θα παρουσιαστεί εκτενώς στη συνέχεια, αφορά τόσο στο υπόστεγο, όσο και στα κτήρια των περιμετρικών συνεργείων και στην παράπλευρη οδό πρόσβασης. Επειδή όμως το αντικείμενο της παρούσας εργασίας αφορά στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υποστέγου, η παρουσίαση του ιστορικού θα επικεντρωθεί στα σχετικά με το υπόστεγο στοιχεία. Πέραν τούτου, λόγω του ότι, όπως θα αναλυθεί στη συνέχεια, οι διαφορετικές καθιζήσεις είναι το αίτιο για την εμφάνιση βλαβών στο φορέα, θα γίνει για λόγους πληρότητας της παρούσας εργασίας συνοπτική αναφορά στα αίτια του φαινομένου.

2.5.2 Ιστορικό

Το 1992 εκπονήθηκε και εγκρίθηκε η μελέτη κατασκευής του Υ/Γ και εκδόθηκε η προβλεπόμενη οικοδομική άδεια για την κατασκευή του. Η γεωτεχνική μελέτη του Υ/Γ προέβλεπε προφόρτιση του εδάφους και μέγιστο επίχωμα ύψους 0,50m.

Η καθίζηση πιθανόν να ξεκίνησε από την αρχή της λειτουργίας του υποστέγου, όμως η πρώτη αναφορά για καθίζηση έγινε το 1997. Ένα χρόνο αργότερα, μετά από επίσκεψη του μελετητή του έργου, αναφέρεται ότι η προφόρτιση εφαρμόστηκε για μικρότερο του προτεινόμενου στη μελέτη χρονικό διάστημα, λόγω μικρού διαθέσιμου χρόνου κατασκευής.

Το 2004 έγινε αναφορά για επιδείνωση του φαινομένου της καθίζησης τόσο του Βόρειο - ανατολικού τμήματος του υποστέγου όσο και των περιμετρικών συνεργείων του υποστέγου. Εκείνη την εποχή είχαν εναποτεθεί μεγάλοι όγκοι προϊόντων εκσκαφών δίπλα στην ανατολική πλευρά του υποστέγου. Συγκεκριμένα γίνεται αναφορά για καθίζηση των δύο ακραίων υποστυλωμάτων της τάξης των 16,5cm.

Το 2006 υποβλήθηκαν γνωματεύσεις και τεχνικές εκθέσεις από φορείς, επιτροπές και φυσικά πρόσωπα για την ασφάλεια της κατασκευής. Τελικά αποφασίστηκε, μεταξύ άλλων όπως σε πρώτη φάση, διενεργηθεί δοκιμαστική φόρτιση για τον έλεγχο του μεταλλικού σκελετού και έλεγχος του υπεδάφους.

Σκοπός της δοκιμαστικής φόρτισης ήταν να εξακριβωθεί η συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες πραγματικής φόρτισης. Το φορτίο που εφαρμόστηκε αντιστοιχεί σε κινητό φορτίο περίπου 50kg/m² και είναι ίσο, σύμφωνα με τη σχετική τεχνική έκθεση που συνοδεύει τη δοκιμαστική φόρτιση, με το δυσμενέστερο φορτίο χιονιού που έχει παρατηρηθεί τα τελευταία 50 χρόνια στο αεροδρόμιο. Τα βέλη κάμψης του ζευκτού που μετρήθηκαν κατά τη δοκιμαστική φόρτιση ήταν κατά πολύ μικρότερα των επιτρεπομένων. Το αποτέλεσμα ήταν να προταθεί η χρήση του υποστέγου, αφού αποδείχθηκε ότι η συμπεριφορά του σε αυτά τα φορτία είναι πλήρως ελαστική και επισημάνθηκε η ανάγκη περαιτέρω διερεύνησης για τις περιπτώσεις συνολικής φόρτισης, υπό τις προϋποθέσεις των κανονισμών.

Ως προς το υπέδαφος, ο εν λόγω έλεγχος πραγματοποιήθηκε το 2009 και κατέδειξε, μεταξύ άλλων την ύπαρξη στρώματος μαλακής αργίλου στο υπέδαφος της κατασκευής. Επίσης διαπιστώθηκε ότι το ύψος της κατασκευασθείσας επίχωσης στην περιοχή των γεωτρήσεων ήταν αρκετά μεγαλύτερο από το προβλεπόμενο στη μελέτη (1,5 – 2m έναντι των 0,90m της μελέτης).

Παράλληλα με τα ανωτέρω, δρομολογήθηκαν δύο ανεξάρτητα προγράμματα παρακολούθησης των καθιζήσεων (καταγραφή των υψομετρικών διαφορών των υποστυλωμάτων στην περιοχή καθίζησης). Ειδικότερα:

Το πρώτο πρόγραμμα περιλαμβάνει πέντε (5) συνολικά μετρήσεις και καλύπτει το χρονικό διάστημα από 25/8/2006 έως 21/2/11. Ως αφετηρία μετρήσεων σε αυτό επιλέχθηκε το άνω μέρος της πλάκας έδρασης του υποστυλώματος του κύριου πλαισίου Νο 5. Το εν λόγω υποστύλωμα επιλέχθηκε λόγω του ότι δεν παρουσίασε καθίζηση. Στη συνέχεια σκοπεύθηκαν τα κέντρα των κοχλιών στήριξης της τριγωνικής ενίσχυσης στα υποστυλώματα 1 έως 4 και υπολογίστηκαν οι διαφορικές καθιζήσεις όλων των υπόλοιπων υποστυλωμάτων ως προς το υποστύλωμα Νο 5. Οι διαφορικές καθιζήσεις των υποστυλωμάτων στην ανατολική πλευρά του υποστέγου όπως προέκυψαν από τις μετρήσεις του προγράμματος αυτού αποτυπώνονται στον παρακάτω πίνακα 2.1. Στον υπόψη πίνακα οι σχετικές διαφορές δίνονται σε χιλιοστά.

Πίνακας 2.1: Μετρήσεις 1^{ου} Προγράμματος

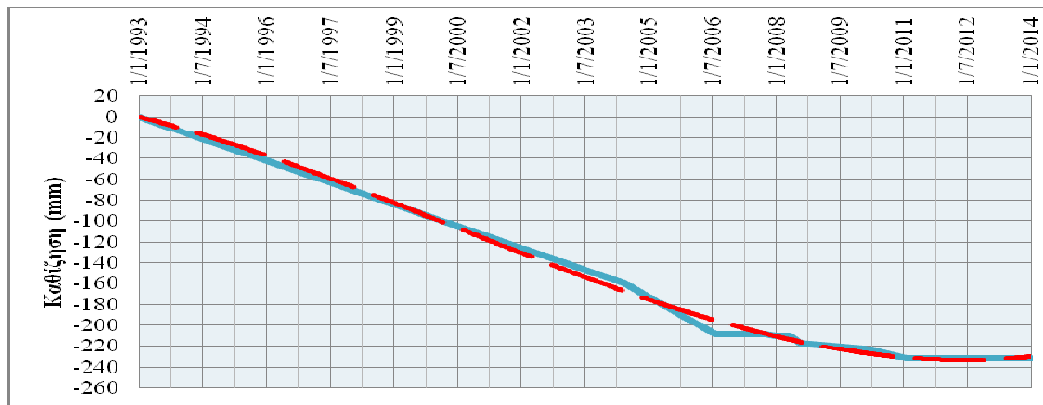
Ημερομηνία μέτρησης	Α/Α Υποστυλώματος (πλευρά καθίζησης)				
	1	2	3	4	5
25/8/2006	209	195	13	0	0
30/10/2007	209	195	13	0	0
8/1/2008	210	198	14	0	0
9/5/2008	210	196	12	-1	0
21/2/2011	232	221	12	0	0

Το δεύτερο πρόγραμμα περιλαμβάνει επίσης πέντε (5) συνολικά μετρήσεις και καλύπτει το χρονικό διάστημα από 28/8/2008 έως 30/1/14. Το πρόγραμμα αυτό συνεχίζεται έως σήμερα και είχε διαφορετικό σημείο αφετηρίας από το προηγούμενο. Συγκεκριμένα, εγκαταστάθηκαν 3 υψομετρικές αφετηρίες (ρεπερ), εκ των οποίων το ένα εντός του υποστέγου (σημείο S1 στο Σχήμα 2.3) και δυο εκτός του υποστέγου. Από τα σημεία αυτά σκοπεύθηκαν η μετωπική πλάκα του υποστυλώματος Νο 5 καθώς και συγκεκριμένα σημεία στα υποστυλώματα Νο 1, 2, και 3 που σημαδεύτηκαν με σταυρό. Στον παρακάτω πίνακα 2.2. δίνονται οι μετρήσεις του υψομέτρου των υποστυλωμάτων (σε μέτρα), ενώ δεξιά δίνονται οι σχετικές διαφορές ως προς το υποστυλώμα Νο 5 σε χιλιοστά.

Πίνακας 2.2: Μετρήσεις 2^{ου} Προγράμματος

Ημ/νία μέτρησης	Απόλυτο Υψόμετρο				Διαφορά καθίζησης ως προς το Υ/Σ Νο 5			
	Α/Α Υποστυλώματος (πλευρά καθίζησης)				Α/Α Υποστυλώματος (πλευρά καθίζησης)			
	1	2	3	5	1	2	3	5
28/8/2008	62,43	62,433	62,634	62,647	217	214	13	0
18/2/2010	62,425	62,425	62,634	62,647	222	222	13	0
1/6/2011	62,415	62,422	62,634	62,647	232	225	13	0
1/6/2012	62,415	62,422	62,634	62,647	232	225	13	0
30/1/2014	62,415	62,422	62,634	62,647	232	225	13	0

Με βάση τη σύνθεση των μετρήσεων των ως άνω προγραμμάτων παρακολούθησης της καθίζησης αλλά και τα δεδομένα της σχετικής αλληλογραφίας, σχεδιάστηκε το διάγραμμα μεταβολής της καθίζησης του υποστυλώματος του πρώτου (ακραίου) κύριου πλαισίου που βρίσκεται προς της μεριά της καθίζησης ως προς το χρόνο (Σχήμα 2.4).



Σχήμα 2.4: Διάγραμμα μεταβολής της καθίζησης του υποστυλώματος στο κύριο πλαίσιο Νο1

Στο ανωτέρω διάγραμμα, η καθίζηση αποτυπώνεται στον άξονα των y (σε mm). Επιπλέον, με κυανό χρώμα αποτυπώνεται η μεταβολή της καθίζησης μεταξύ των διαφόρων μετρήσεων ενώ η διακεκομμένη γραμμή με κόκκινο χρώμα αποτυπώνει την εκτιμώμενη χρονική εξέλιξη της καθίζησης για το ως άνω υποστυλώμα.

Από τη σύγκριση των μετρήσεων των δύο προγραμμάτων αλλά και από την εικόνα των ανωτέρω διαγράμματος προκύπτουν τα εξής τρία κύρια συμπεράσματα:

Πρώτον, τα κύρια υποστυλώματα που έχουν υποστεί τη μέγιστη καθίζηση είναι στα δύο πρώτα πλαίσια (υποστυλώματα πλαισίων 1&2). Πέραν αυτών, καθίζηση έχει υποστεί και το υποστυλώμα στο πλαίσιο Νο 3, η τιμή του οποίου όμως είναι πάρα πολύ μικρή συγκρινόμενη με εκείνες των άλλων δύο.

Δεύτερον, υπάρχει πρακτικά ταύτιση των αποτελεσμάτων σε ότι αφορά στις τιμές των καθιζήσεων των υποστυλωμάτων κύριων πλαισίων μεταξύ των δύο προγραμμάτων.

Τρίτον, οι μετρήσεις, που ακόμα συνεχίζονται, δείχνουν ότι η κατάσταση έχει σταθεροποιηθεί από το 2011.

Πέραν των ανωτέρω αξίζει να σημειωθεί ότι μέχρι σήμερα δεν έχουν καταγραφεί ούτε και επισημανθεί από τους χρήστες άλλα φαινόμενα (σεισμός, εξαιρετικά δυνατός άνεμος, πυρκαγιά, διάβρωση) που θα οδηγούσαν σε ιδιαίτερα επιβεβλημένες δράσεις και θα είχαν προκαλέσει βλάβες στην κατασκευή. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι στις 24-05-2014 σημειώθηκε στη θαλάσσια περιοχή ανατολικά της Λήμνου σεισμός έντασης 6,5 βαθμών ο οποίος, με πολύ μικρότερη ένταση, επηρέασε την περιοχή της Θεσσαλονίκης και σύμφωνα με πληροφορίες των χρηστών το υπόστεγο ταλαντώθηκε χωρίς όμως να εμφανίσει επιπλέον βλάβες. Για τους λόγους αυτούς το φαινόμενο της καθίζησης θεωρείται ως το αίτιο για την εμφάνιση των βλαβών στο φορέα.

2.5.3 Αίτια

Η αξιολόγηση όλων των στοιχείων που αφορούν στη μελέτη και στην κατασκευή του έργου, καθώς και της λειτουργίας του στην πορεία του χρόνου καταδεικνύουν τα παρακάτω:

α. Η γεωτεχνική έρευνα αποκάλυψε την ύπαρξη στρώματος μαλακής αργίλου στο υπέδαφος της κατασκευής. Επίσης διαπιστώθηκε ότι το ύψος της κατασκευασθείσας επίχωσης στην περιοχή των γεωτρήσεων ήταν αρκετά μεγαλύτερο από το προβλεπόμενο στη μελέτη (1,5 – 2m έναντι των 0,90m της μελέτης).

β. Σύμφωνα με έγγραφο του μελετητή του έργου, η προφόρτιση που υποδεικνύεται στην αρχική μελέτη του έργου, δε συντελέστηκε για το συνιστώμενο χρονικό διάστημα, λόγω επίσπευσης του χρόνου κατασκευής του έργου.

γ. Η επιδείνωση του φαινομένου της καθίζησης, που παρατηρήθηκε το 2004, τόσο του υποστέγου όσο και των περιμετρικών συνεργείων, συνδέεται με την εναπόθεση την περίοδο εκείνη μεγάλων ποσοτήτων προϊόντων εκσκαφών, δίπλα στην ανατολική πλευρά του υποστέγου.

δ. Δεν εμφανίζονται βλάβες που προέρχονται από άλλες τυχηματικές δράσεις ή βλάβες του υλικού (π.χ. διάβρωση).

ε. Οι καθιζήσεις δεν είναι τοπικές αλλά εμφανίζονται στην ευρύτερη περιοχή του κτηρίου (εξωτερική οδοποιΐα).

Συνεκτιμώντας τα παραπάνω και έχοντας υπόψη τη μορφή και τη γεωμετρία της θεμελίωσης (κάθε υποστύλωμα θεμελιώνεται μεμονωμένα σε σύστημα πασσάλων), εκτιμάται ότι η καθίζηση του υποστέγου οφείλεται σε φαινόμενα στερεοποίησης του υποκείμενου των υποστυλωμάτων εδάφους.

3 Έλεγχος φορέα με τις παραδοχές της αρχικής μελέτης

3.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται η ανάλυση της εντατικής κατάστασης της κατασκευής, με βάση τις φορτίσεις και τους συνδυασμούς φορτίσεων της αρχικής μελέτης. Στην τελευταία, η επίλυση του πλαισίου έγινε μόνο στο επίπεδο και όχι ως φορέας στο χώρο, αν και υπήρχε η σχετική δυνατότητα. Στην παρούσα εργασία για την ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιείται επίπεδο (κατά την όψη του πλαισίου και κατά την πλευρική όψη) και χωρικό προσομοίωμα, σύμφωνα με τις τελικές τους μορφές όπως περιγράφηκαν προηγούμενα.

Για τον προσδιορισμό των στατικών εντατικών μεγεθών σχεδιασμού εφαρμόζεται η μέθοδος της γραμμικής ελαστικής ανάλυσης.

3.2 Φορτίσεις και συνδυασμοί φορτίσεων αρχικής μελέτης

Η αρχική μελέτη περιλάμβανε τις φορτίσεις που παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 3.1: Φορτίσεις αρχικής μελέτης

Φόρτιση		Φορτία (KN)								
		Επικόμβια					Γραμμικά			
		Αμείβων			Ελκυστήρας					
a/a	Ονομασία	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	Μόνιμα φορτία	8,22	15,74	15,02						
2	Χιόνι	7,76	14,85	14,18						
3	Ανεμοπίεση από αριστερά	5,12	9,8	9,36			2,97	4,75		
4	Ανεμοπίεση από δεξιά	5,12	9,8	9,36			4,75	2,97		
5	Ανεμοπίεση από το ανοιχτό μέτωπο	11,95	21,83	22,87					1,43	
6	Κατακόρυφα φορτία από γερανογέφυρα (μέγιστη αντίδραση δεξιά)				30,22	58,94				
7	Οριζόντια ώθηση γέφυρας προς τα δεξιά (Μέγιστη αντίδραση δεξιά)				3,78	7,37				

7α	Οριζόντια ώθηση γέφυρας προς τα αριστερά (Μέγιστη αντίδραση δεξιά)				-3,78	-7,37				
8	Κατακόρυφα φορτία από γερανογέφυρα (μέγιστη αντίδραση αριστερά)				58,94	30,22				
9	Οριζόντια ώθηση γέφυρας προς τα δεξιά με τη μέγιστη αντίδραση αριστερά				7,37	3,78				
9α	Οριζόντια ώθηση γέφυρας προς τα αριστερά με τη μέγιστη αντίδραση αριστερά				-7,37	-3,78				
10	Σεισμός από αριστερά (ώθηση προς τα δεξιά)	1,92	3,67	3,51						0,45
10α	Σεισμός από δεξιά (ώθηση προς τα αριστερά)	1,92	3,67	3,51						0,45
11	Διαφορά θερμοκρασίας $\Delta t=20^{\circ}\text{C}$	$\Delta T = 20^{\circ}\text{C}$								

Διευκρινίζεται ότι, όπως φαίνεται και στον παραπάνω πίνακα, τα φορτία της στέγης έχουν μετατραπεί σε επικόμβια και ασκούνται στους κόμβους του ζευκτού, στο επίπεδο των αμοιβόντων, εκτός από τα φορτία της γερανογέφυρας που ασκούνται στο επίπεδο των ελκυστήρων. Στον παραπάνω πίνακα, οι αριθμοί σε παρένθεση συμβολίζουν:

- | | | |
|-----------------------|----------------------------|--------------------------|
| (1): Ακραίος κόμβος | (2): 1ος εσωτερικό κόμβος | (3): Ενδιάμεσος κόμβος |
| (4): Μεσαίος κόμβος | (5): 4ος εσωτερικός κόμβος | (6): Υπήνεμη πλευρά |
| (7): Προσήνεμη πλευρά | (8): Πίσω πλευρά (άνεμος) | (9): Σεισμικά στη HEB800 |

Αντίστοιχα, οι συνδυασμοί φορτίσεων που ελήφθησαν υπόψη στην αρχική μελέτη είναι οι εξής:

Πίνακας 3.2: Συνδυασμοί Φορτίσεων αρχικής μελέτης

α/α	Ονομασία Συνδυασμού	Φορτίσεις Συνδυασμού	Παρατηρήσεις
1	COMB.1	(1) + (2)	Κατακόρυφα φορτία
2	COMB.2	(1) + (2) + (6)	
3	COMB.3	(1) + (3)	
4	COMB.4	(1) + (3) + (6) + (7)	Μόνιμα φορτία και οριζόντια (χωρίς χόνι)
5	COMB.5	(1) + (4)	
6	COMB.6	(1) + (4) + (6) + (7α)	

7	COMB.7	(1) + (2) + (3)	Μόνιμα φορτία και οριζόντια (με χιόνι)
8	COMB.8	(1) + (2) + (3) + (6) + (7)	
9	COMB.9	(1) + (2) + (4)	
10	COMB.10	(1) + (2) + (3) + (6) + (7α)	
11	COMB.11	(1) + (5)	Άνωση
12	COMB.12	(1) + (2) + (10) + 0,5x (3)	Συνδυασμοί με σεισμικά φορτία
13	COMB.13	(1) + (2) + (10α) + 0,5x (4)	

3.3 Επίλυση στο επίπεδο της όψης του πλαισίου

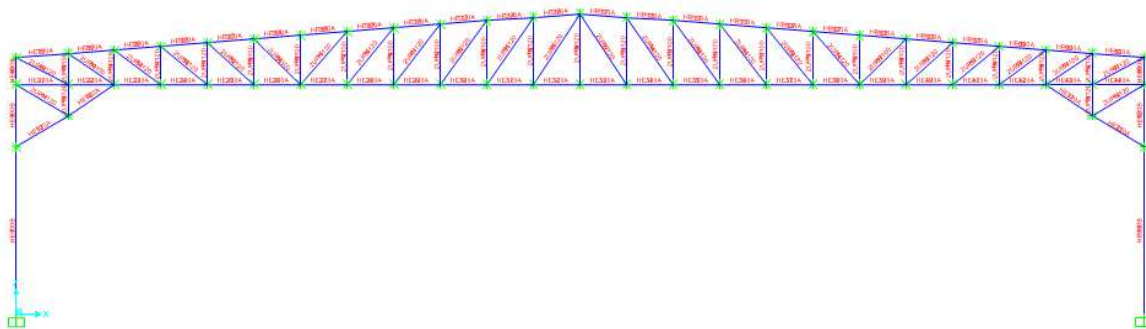
Αρχικά εισήχθησαν στο πρόγραμμα όλα τα δεδομένα για το φορέα (υλικά, διατομές ολόσωμες και σύνθετες) και εν συνεχεία μορφώθηκε το κυρίως πλαίσιο του υποστέγου, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.1. Ακολούθησε η εισαγωγή όλων των δεδομένων για τις φορτίσεις (φορτία, & συνδυασμοί φορτίσεων της αρχικής μελέτης) και η επιπλέον φόρτιση λόγω καθίζησης, ήτοι μία επιβεβλημένη μετακίνηση στον κόμβο έδρασης του ενός υποστυλώματος (δεξιά). Στο στάδιο αυτό δημιουργήθηκε, πέρα από τους δεκατρείς συνδυασμούς της αρχικής μελέτης, δεκατρείς νέοι συνδυασμοί φορτίσεων με την προσθήκη σε καθένα από τους συνδυασμούς του πίνακα 3.2 της καθίζησης. Από τα κύρια πλαίσια του φορέα επιλέχθηκε προς επίλυση το 2^ο, επειδή θεωρήθηκε ότι είναι το δυσμενέστερο αναφορικά με τις καθιζήσεις και τα φορτία που δέχεται.

Αμέσως μετά τη νέα επίλυση του φορέα με το πρόγραμμα, ελέγχθηκαν τα αποτελέσματα που προκύπτουν σε σχέση με εκείνα της αρχικής μελέτης, από την οποία προέκυψαν τα κάτωθι:

α. Οι δύο επιλύσεις δίνουν ταυτόσημα ή έστω πολύ παρόμοια αποτελέσματα για τις αντιδράσεις στήριξης στους συνδυασμούς φόρτισης που δε συμπεριλαμβάνουν την καθίζηση (οι αξονικές προκύπτουν ίδιες και στις δύο περιπτώσεις, οι τέμνουσες παρουσιάζουν πολύ μικρή απόκλιση (2% - 3%) ενώ και οι ροπές παρουσιάζουν μικρή απόκλιση (3% - 5%).

β. Στους συνδυασμούς της νέας επίλυσης που συμπεριλαμβάνουν και την καθίζηση, οι ροπές στη στήριξη μειώνονται στην πλευρά που δεν έχει καθίζηση και αυξάνουν ισόποσα στην άλλη πλευρά.

γ. Στους συνδυασμούς της νέας επίλυσης που συμπεριλαμβάνουν και την καθίζηση, προκύπτει ότι στην τριγωνική ενίσχυση του ζευκτού στην πλευρά που δεν παρουσιάζει καθίζηση αυξάνει η θλίψη, ενώ μειώνεται ισόποσα η θλίψη στην τριγωνική ενίσχυση του ζευκτού στην άλλη πλευρά (όπου και υπάρχει καθίζηση). Με άλλα λόγια, η γωνία μεταξύ υποστυλώματος και ζευκτού «ανοίγει» στην πλευρά που καθιζάνει και «κλείνει» στην άλλη πλευρά.



Σχήμα 3.1: Όψη κύριου πλαισίου στο πρόγραμμα

Ως προς την αντοχή των μελών, η σύγκριση στις δύο μελέτες έδειξε για τα κύρια φέροντα στοιχεία ότι οι λόγοι επάρκειας παρουσιάζουν μικρή διαφορά και σε κάθε περίπτωση είναι εντός των επιτρεπόμενων ορίων. Οι λόγοι επάρκειας και για τις δύο καταστάσεις (αρχική μελέτη και νέα επίλυση) δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.3: Λόγοι επάρκειας χαρακτηριστικών μελών – επίπεδο όψης πλαισίου

Μέλος	Διατομή	Αρχική μελέτη	Νέα επίλυση
Υποστύλωμα αριστερά	HEB800	0,637	0,733
Υποστύλωμα δεξιά (με καθίζηση)	HEB800	0,625	0,673
Τριγωνική ενίσχυση (αριστερά)	HEA320	0,303	0,329
Τριγωνική ενίσχυση (δεξιά)	HEA320	0,297	0,27
Ελκυστήρας	HEA320	0,311	0,315
Αμείβων	HEA320	0,472	0,476

Με βάση τον παραπάνω πίνακα, προκύπτουν τα κάτωθι συμπεράσματα:

α. Η εφαρμογή της καθίζησης επιφέρει μεγαλύτερη καταπόνηση όχι στο υποστύλωμα που έχει υποστεί καθίζηση, αλλά στο απέναντι. Το ίδιο συμβαίνει και στις τριγωνικές ενισχύσεις όπου μάλιστα στην πλευρά της καθίζησης παρατηρείται ότι η καθίζηση δρα ευνοϊκά. Αντίθετα, στο ζευκτό η επίδραση είναι αμελητέα.

β. Η εντατική κατάσταση που εισάγεται στο φορέα λόγω της καθίζησης, επιβαρύνει κυρίως τα υποστυλώματα, τα οποία όμως με βάση τους λόγους επάρκειας φαίνεται να έχουν αρκετό ακόμη περιθώριο από άποψη αντοχής.

3.4 Επίλυση στο επίπεδο της πλευρικής όψης του υποστέγου

3.4.1 Προσομοίωση - Αρχική επίλυση

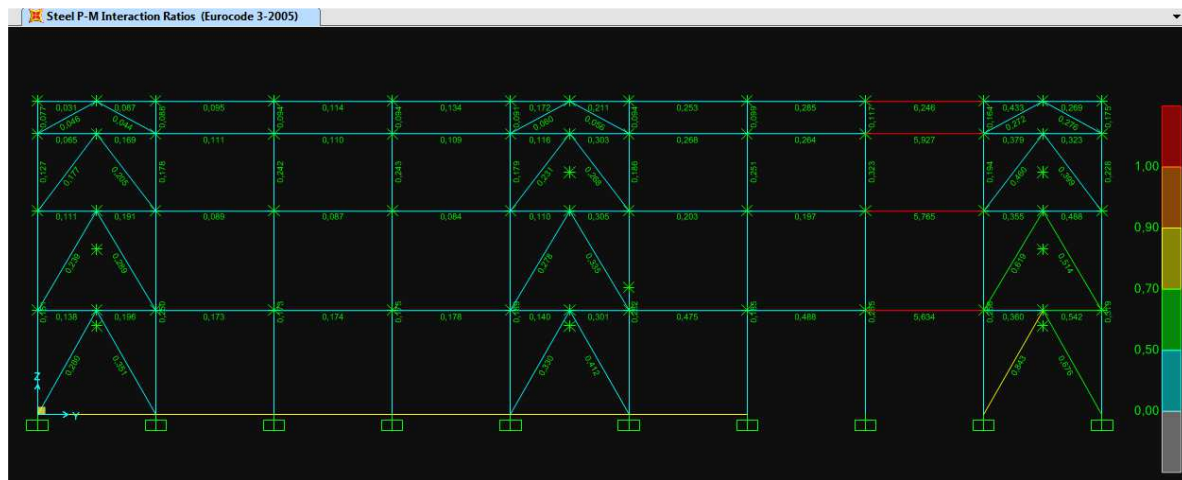
Για τη μόρφωση του προσομοιώματος ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, με μικρές διαφοροποιήσεις. Ειδικότερα:

α. Σε ότι αφορά στις διατομές, εισήχθησαν οι διατομές που αντιστοιχούν στα μέλη της πλευρικής όψης.

β. Σε ότι αφορά στις φορτίσεις και στους συνδυασμούς: Για την εισαγωγή των επικόμβιων φορτίσεων στο πρόγραμμα έγινε αναγωγή τους στον ακραίο κόμβο. Επιπλέον, εισήχθη πέραν των δεκατεσσάρων φορτίσεων του πίνακα 3.1 και άλλη μια φόρτιση ανέμου ίσου μέτρου και αντίθετης φοράς από εκείνης του ανοικτού μετώπου της φόρτισης 5. Ως εκ τούτου προστέθηκαν στους συνδυασμούς της προηγούμενης παραγράφου 3.3 και δύο νέοι συνδυασμοί: Ο συνδυασμός COMB15 [(1) + (-5), όπου το - στο (-5) υποδηλώνει αντίθετη φορά ανέμου από εκείνη του (5)] και ο συνδυασμός F.23COMB15 [(1) + (-5) + καθίζηση].

γ. Σε ότι αφορά στη γεωμετρία του μοντέλου: Όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 2, όλες οι κεφαλοδοκοί ενώνονται με συνδετήρια δοκό 30/80, η οποία έχει διαμήκη οπλισμό 5Φ18 πάνω και κάτω και συνδετήρες ΣΦ8/20, ήτοι έχει ροπή αντοχής ίση με $M_{Rd}=303,56\text{KNm}$ και τέμνουσα αντοχής $T_{Rd} = 132,5\text{KN}$. Τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν μεταξύ των υποστυλωμάτων στα πλαίσια 1 και 2, λόγω της διαφορετικής

καθίζησης (0,7cm) είναι $M_{Ed}=502\text{KNm}$ και τέμνουσα $T_{Ed} = 186\text{KN}$ αντίστοιχα. Ως εκ τούτου η συνδετήρια δοκός μεταξύ των πλαισίων 2 και 3 αστοχεί και γι' αυτό έχει απαλειφθεί από το μοντέλο. Για τον ίδιο λόγο δεν έχουν συμπεριληφθεί στο προσομοίωμα οι συνδετήριες δοκοί μεταξύ των κυρίων πλαισίων 1 - 2 και 3 - 4, όπου η διαφορική καθίζηση έχει μεγαλύτερη τιμή.



Σχήμα 3.2: Αποτελέσματα αρχικής επίλυσης πλευρικής όψης υποστέγου

Από την επίλυση του μοντέλου, όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα 3.2 απορρέουν τα εξής συμπεράσματα:

- α. Τα υποστυλώματα παρουσιάζουν πολύ μικρή καταπόνηση.
- β. Σημαντική καταπόνηση προκύπτει στον ένα κλάδο του συνδέσμου ακαμψίας Λ διατομής 2UNP160 (θλιπτική καταπόνηση 550KN, λόγος επάρκειας 0,843), ο οποίος όμως δεν αστοχεί. Η καταπόνηση αυτή εμφανίζεται στο συνδυασμό F.23COMB15 που αναλύθηκε προηγουμένως ενώ σε όλους τους υπόλοιπους συνδυασμούς η ένταση που εισάγεται στο μέλος είναι πολύ μικρή (λόγος επάρκειας μικρότερος του 0,50).
- γ. Αστοχούν όλες οι κοιλοδοκοί SHS 160x6 μεταξύ των πλαισίων 2 και 3 σε κάμψη ($M_{Ed} = 141\text{KNm}$ έναντι αντοχής σε κάμψη ίση προς 49,35KNm). Είναι μάλιστα αξιοσημείωτο το γεγονός ότι η αστοχία επέρχεται σε όλους τους συνδυασμούς φόρτισης. Οι ίδιες κοιλοδοκοί μεταξύ των πλαισίων 1 και 2 εντείνονται σημαντικά (λόγος επάρκειας 0,804 στο SHS που βρίσκεται χαμηλότερα) μόνο όμως στο συνδυασμό F.23COMB15, ενώ σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις απέχουν πολύ από τη διαρροή. Επειδή η αστοχία των κοιλοδοκών οφείλεται στη διαφορική καθίζηση των υποστυλωμάτων που βρίσκονται στα άκρα τους και όχι στην επιβολής φορτίου στις κοιλοδοκούς, κρίθηκε σκόπιμο να διερευνηθεί η επίπτωση της καθίζησης στις κοιλοδοκούς. Για το λόγο αυτό εισήχθη στο πρόσομοίωμα ένας ακόμη συνδυασμός φορτίσεων, ο MON+KATH23, που περιλαμβάνει τα μόνιμα φορτία και την επιβολή της καθίζησης στα υποστυλώματα [(1) + καθίζηση]. Η νέα ανάλυση με τον επιπλέον συνδυασμό έδειξε ότι επίσης αστοχία των ως άνω κοιλοδοκών σε κάμψη.

Επειδή κατά τη μόρφωση του μοντέλου στο επίπεδο της πλευρικής όψης, ο κόμβος μεταξύ των κοιλοδοκών και των υποστυλωμάτων έχει εισαχθεί ως άκαμπτος, και συνυπολογίζοντας τα αποτελέσματα της επίλυσης, την εικόνα που εμφανίζουν τα SHS 160x6 μεταξύ των πλαισίων 2 και 2 καθώς και το γεγονός ότι η εντατική κατάσταση στις υπόψη κοιλοδοκούς οφείλεται στη διαφορική καθίζηση των υποστυλωμάτων και όχι στην επιβολής φορτίου, κρίθηκε σκόπιμο να διερευνηθεί κατά πόσο ο κόμβος είναι άκαμπτος, αρθρωτός ή ημιάκαμπτος, προκειμένου να προσομοιωθεί κατά το δυνατόν ακριβέστερα στο πρόγραμμα ο φορέας.

Ενεργό μήκος για μεμονωμένους κοχλίες (κυκλικές μορφές)

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi m_x ; \pi m_x + w ; \pi m_x + 2e\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi \times 55,45 ; \pi \times 55,45 + 80 ; \pi \times 55,45 + 2 \times 50\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{348,5mm ; 254,26mm ; 274,26mm\} = 254,26mm$$

Ενεργό μήκος για μεμονωμένους κοχλίες (μη κυκλικές μορφές)

$$l_{eff,nc} = \min\{4m_x + 1,25e_x ; 0,5b_p ; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{4 \times 55,47 + 1,25 \times 50 ; 0,5 \times 220 ; 0,5 \times 80 + 2 \times 55,47 + 0,625 \times 50\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{284,38mm ; 110mm ; 182,19mm\} \Rightarrow 110mm$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 110mm < l_{eff,cp} = 254,26mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} t_p^2 f_y}{\gamma_{Mo}} = 0,25 \frac{11 \times 2^2 \times 23,5}{1,0} = 258,5KNm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 258,5}{5,547} = 186,41KN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 110mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} t_p^2 f_y}{\gamma_{Mo}} = 258,5KNm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 (Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd} + n \sum F_{T,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 258,5 + 5 \times 2 \times 176,4}{5,547 + 5} = 216,27KN ,$$

όπου η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό είναι:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2,45 \times 100}{1,25} = 176,4KN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 176,4 = 352,8KN$$

Η αντοχή του βραχέως T της μετωπικής πλάκας είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{186,41 ; 216,27 ; 352,8\} = 186,41KN$$

Ροπή αντοχής της σύνδεσης

Θεωρώντας ότι το κέντρο θλίψης είναι στο μέσο του κάτω τοιχώματος της κοιλοδοκού ο μοχλοβραχίονας είναι:

$$z = 140 + 80 - \frac{t_f}{2} = 220 - \frac{6}{2} = 217mm$$

$$\text{Επομένως: } M_{j,Rd} = z \times F_{T,Rd} = 0,217 \times 186,41 = 40,45KN$$

Ροπή αντοχής δοκού

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,b}}{\gamma_{Mo}} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{210 \times 23,5}{1,0} = 49,35KNm > M_{j,Rd} = 40,45KN$$

Επομένως η σύνδεση είναι μερικής αντοχής αφού η ροπή αντοχής της σύνδεσης είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής της δοκού.

Προσδιορισμός στρωφικής δυσκαμψίας της σύνδεσης

Η προσομοίωση της συμπεριφοράς αυτού του κόμβου θα γίνει μέσω της εισαγωγής ενός στρωφικού ελατηρίου μεταξύ των άκρων των συνδεόμενων μελών. Κατά συνέπεια θα πρέπει να υπολογιστεί η στρωφική δυσκαμψία S του ελατηρίου, η οποία και συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή προς τη σχετική στρωφή φ.

Στη στρωφική δυσκαμψία του κόμβου, θεωρώντας τον κορμό του υποστυλώματος απαραμόρφωτο, συμμετέχουν η μετωπική πλάκα (σε κάμψη) και οι κοχλίες σε εφελκυσμό.

Για τη μετωπική πλάκα σε κάμψη, ο συντελεστής δυσκαμψίας είναι:

$$k_5 = \frac{0,9 \times I_{eff} \times t_p^3}{m_x^3} = \frac{0,9 \times 11 \times 2^3}{5,547^3} = 0,464cm$$

Για τους εφελκνόμενους κοχλίες, ο συντελεστής δυσκαμψίας είναι:

$$k_{10} = 1,6 \times \frac{A_s}{L_b} = 1,6 \times \frac{2,45}{6} = 0,65cm, \text{ όπου } L_b \text{ το παραμορφώσιμο μήκος του κοχλίου ίσο}$$

$$\text{προς: } L_b = t_{f,c} + t_p + t_{ροδελας} + 0,5 \times t_{κεφ} + 0,5 \times t_{περικ} = 17,5 + 20 + 8 + 0,5 \times (13 + 16) = 60mm$$

Ισοδύναμη δυσκαμψία

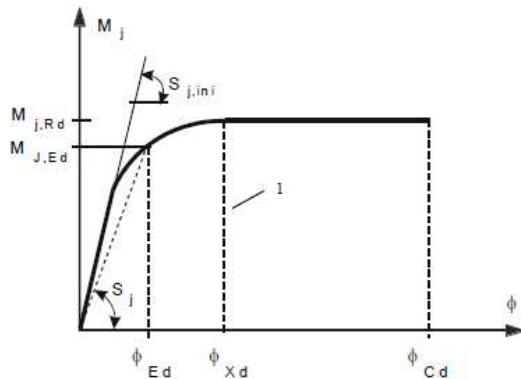
$$k_{eff,1} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k}} = \frac{1}{\frac{1}{0,464} + \frac{1}{0,65}} = 0,271cm$$

$$\sum \frac{1}{k_i} = \frac{1}{0,464} + \frac{1}{0,65} = 3,69cm^{-1}$$

Θεωρώντας την καμπύλη ροπής – στρωφής του σχήματος 3.4, η στρωφική δυσκαμψία του κόμβου στο σημείο όπου $M_{j,Ed} = M_{j,Rd}$ ισούται με:

$$S_j = \frac{E \times z^2}{\mu \times \sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{21000 \times 0,217^2}{2,99 \times 3,69} = 8.962 \text{KNm} \text{ όπου ο λόγος δυσκαμψίας είναι ίσος με:}$$

$$\mu = \left(1,5 \times \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}}\right)^{2,7} = 2,99$$



Σχήμα 3.4: Καμπύλη σχεδιασμού ροπής στροφής

Η στροφή Φ_{xd} θα δίνεται από τη σχέση:

$$\Phi_{xd} = \frac{M_{j,Rd}}{S_j} = \frac{40,45}{8962} = 0,0045 \text{rad}$$

Η στροφή στην οποία έχει εξαναγκαστεί ο κόμβος λόγω της καθίζησης είναι ίση με:

$$\Phi_{Ed} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{21,5}{540} = 0,0398 \text{rad}, \text{ είναι δηλαδή περίπου δεκαπλάσια της } \Phi_{xd}.$$

Υποθέτοντας ότι όλη η στροφική παραμόρφωση παραλαμβάνεται από τον κόμβο και ότι $\Phi_{xd} = 0,04 \text{rad}$, τότε η στροφική δυσκαμψία του κόμβου θα ήταν ίση

$$\text{με } S_j = \frac{M_{j,Rd}}{\Phi_{xd}} = \frac{40,45}{0,04} \approx 1000 \text{KNm}$$

Στην πράξη, από τη συνολική στροφή, ένα μέρος παραλαμβάνεται διαμέσου της παραμόρφωσης της κοιλοδοκού και το υπόλοιπο από τον κόμβο. Για την προσομοίωση του ημιάκαμπτου κόμβου στο μοντέλο αναζητήθηκε μια τιμή για τη στροφική δυσκαμψία μεταξύ των τιμών 8.962 και 1.000, η οποία θα δίνει τιμές ροπής στην κοιλοδοκό μικρότερες από 40,45KNm.

3.4.3 Δεύτερη επίλυση

Για τη μόρφωση του δεύτερου προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες φορτίσεις, οι ίδιοι συνδυασμοί φορτίσεων καθώς και η ίδια γεωμετρία με το αρχικό προσομοίωμα της πλευρικής όψης, όπως περιγράφονται στην ανωτέρω παράγραφο 3.4.1.

Η μόνη διαφορά σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση έγκειται στην εισαγωγή στροφικού ελατηρίου στα δύο άκρα των μελών διατομής SHS 160x6 μεταξύ των κυρίων πλαισίων 2 και 3. Η τιμή της στροφικής δυσκαμψίας του ελατηρίου επιλέχθηκε τελικά, κατόπιν δοκιμών, ίση με 1350KNm. Η νέα μόρφωση του μοντέλου φαίνεται στο σχήμα 3.4.

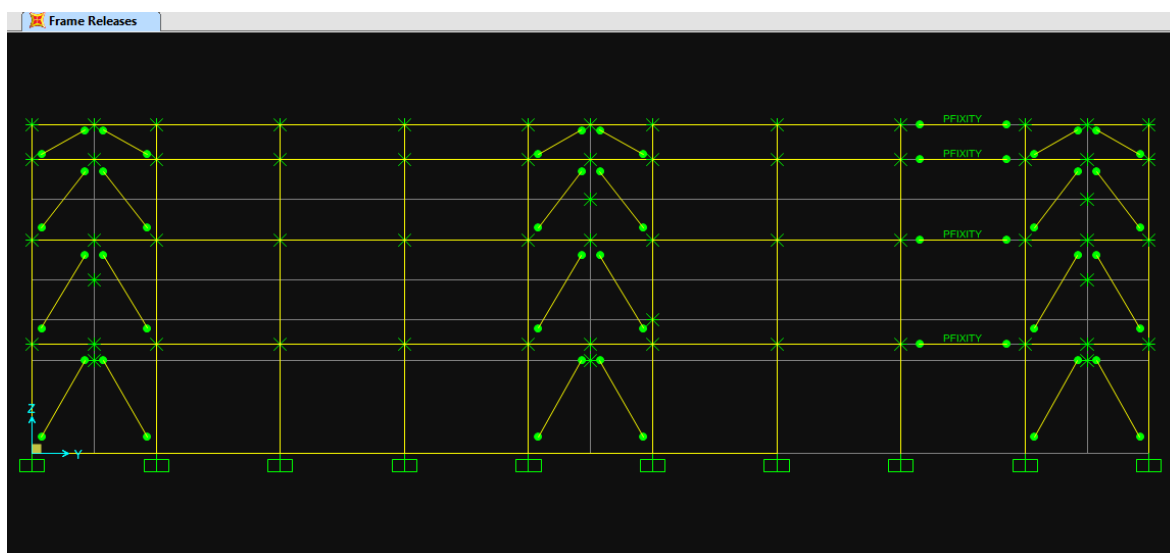
Από την επίλυση του μοντέλου, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.6 απορρέουν τα εξής:

α. Τα υποστυλώματα παρουσιάζουν περίπου την ίδια εικόνα με προηγούμενα.

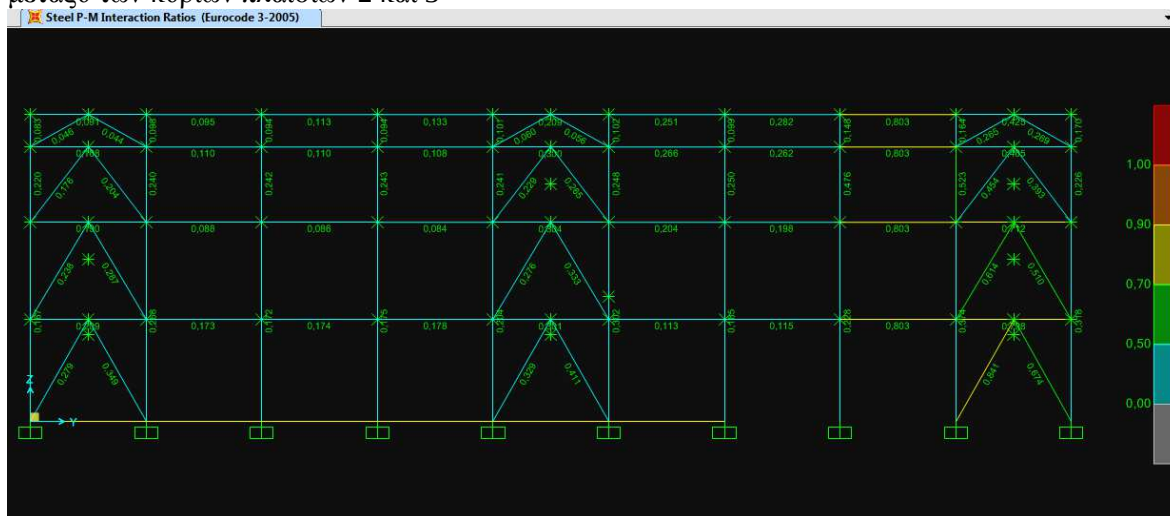
β. Η καταπόνηση στον ένα αριστερό κλάδο του συνδέσμου ακαμψίας Λ διατομής 2UNP160 παραμένει ουσιαστικά αμετάβλητη (θλιπτική δύναμη 549KN, λόγος επάρκειας 0,841 έναντι 550KN και 0,841 στην αρχική επίλυση). Η καταπόνηση αυτή εμφανίζεται στο συνδυασμό F.23COMB15 που αναλύθηκε προηγουμένως ενώ σε όλους τους υπόλοιπους συνδυασμούς η ένταση που εισάγεται στο μέλος είναι πολύ μικρή.

γ. Οι κοιλοδοκοί SHS 160x6 μεταξύ των πλαισίων 2 και 3 δεν αστοχούν στην περίπτωση αυτή, εντείνονται όμως σημαντικά (λόγος επάρκειας 0,804 στο SHS που βρίσκεται χαμηλότερα για το συνδυασμό F.23COMB15 που είναι ο δυσμενέστερος). Αξίζει να σημειωθεί ότι ο συνδυασμός φόρτισης MON+KATH23 δίνει λόγο εκμετάλλευσης ίσο με 0,802 ενώ η ροπή που εισάγεται στο μέλος είναι ίση με 40,26KNm. Επιβεβαιώνεται δηλαδή και εδώ ότι η εντατική κατάσταση εισάγεται σχεδόν αποκλειστικά από τη διαφορική καθίζηση.

Οι ίδιες κοιλοδοκοί μεταξύ των πλαισίων 1 και 2 εξακολουθούν και εντείνονται ουσιαστικά το ίδιο όπως και πριν (λόγος επάρκειας 0,798 στο SHS που βρίσκεται χαμηλότερα έναντι 0,804 της αρχικής επίλυσης) επίσης μόνο στο συνδυασμό F.23COMB15, ενώ σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις απέχουν πολύ από τη διαρροή (λόγος επάρκειας μικρότερος του 0,50).



Σχήμα 3.5: Προσομοίωση πλευρικής όψης υποστέγου με στροφικά ελατήρια στις κοιλοδοκούς μεταξύ των κυρίων πλαισίων 2 και 3



Σχήμα 3.6: Αποτελέσματα νέας (2^{ης}) επίλυσης πλευρικής όψης υποστέγου

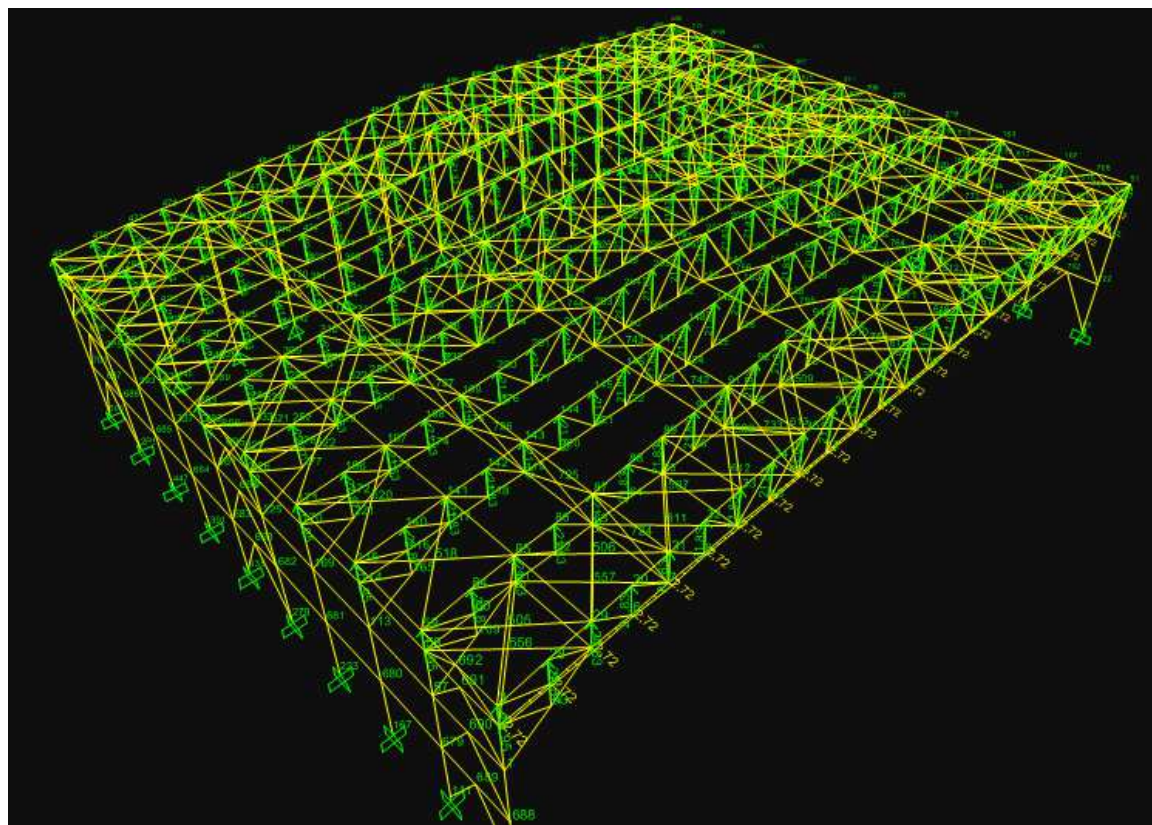
3.5 Επίλυση του υποστέγου με χωρικό προσομοίωμα

3.5.1 Αρχική επίλυση

Αρχικά εισήχθησαν στο πρόγραμμα οι επιπλέον διατομές που εμφανίζονται στον τρισδιάστατο φορέα. Στη συνέχεια μορφώθηκαν τα κύρια πλαίσια του υποστέγου και ακολούθως οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (κατακόρυφοι, οριζόντιοι, εγκάρσιοι) και τα μετωπικά υποστυλώματα της πίσω όψης του υποστέγου.

Έπειτα έγινε εισαγωγή όλων των φορτίσεων της αρχικής μελέτης, καθώς και η επιπλέον φόρτιση λόγω καθίζησης, ήτοι οι αντίστοιχες επιβεβλημένες μετακινήσεις στον κόμβο έδρασης των υποστυλωμάτων της δεξιάς πλευράς στα κύρια πλαίσια Νο 1, 2 και 3, όπως φαίνονται στον πίνακα 2.2. Οι φορτίσεις λόγω της γερανογέφυρας επιλέχθηκε να ασκηθούν στο 2^ο πλαίσιο για τους ίδιους λόγους όπως και στο επίπεδο προσομοίωμα. Οι υπόλοιπες φορτίσεις έχουν την ίδια τιμή για όλα τα κύρια πλαίσια. Πέραν των φορτίσεων της αρχικής μελέτης και της καθίζησης, εισήχθη επιπλέον στο πρόγραμμα και άλλη μια φόρτιση ανέμου ίσου μέτρου και αντίθετης φοράς από εκείνης του ανοικτού μετώπου της φόρτισης 5. Επισημαίνεται ότι οι φορτίσεις λόγω ανεμοπίεσης στην πίσω όψη (κύριο πλαίσιο Νο 1) εισήχθη ως γραμμικό φορτίο επί των μετωπικών υποστυλωμάτων ενώ στη μπροστινή όψη ως γραμμικό φορτίο ασκούμενο επί του ελκυστήρα.

Ακολούθως δημιουργήθηκαν οι συνδυασμοί φόρτισης, που περιλαμβάνουν τους δεκατρείς συνδυασμούς της αρχικής μελέτης, το συνδυασμό COMB15 (μόνιμα φορτία & άνεμος από το ανοικτό μέτωπο αλλά με αντίθετο πρόσημο) καθώς και εκείνους τους συνδυασμούς που προκύπτουν από την προσθήκη σε καθένα από τους προαναφερθέντες συνδυασμούς της καθίζησης. Επίσης με σκοπό την παρακολούθηση της επίδρασης της καθίζησης στο φορέα, έγινε χρήση και του συνδυασμού που περιλαμβάνει μόνο τα μόνιμα φορτία και την καθίζηση (COMB16).



Σχήμα 3.7: Χωρικό προσομοίωμα υποστέγου με τη φόρτιση από το ανοικτό μέτωπο

Από την επίλυση του χωρικού μοντέλου προέκυψαν τα κάτωθι:

α. Το κύριο πλαίσιο Νο 1 παρουσιάζει ευμενέστερη εντατική κατάσταση έναντι του δυσδιάστατου προσωμοιώματος, γεγονός που εξηγείται και από το γεγονός ότι σε αυτό έχουν εισαχθεί μικρότερα φορτία έναντι του 2Δ μοντέλου.

β. Τα κύρια πλαίσια Νο 2 έως 4 παρουσιάζουν παρόμοια ή και δυσμενέστερη εντατική κατάσταση σε σχέση με το δυσδιάστατο προσωμοίωμα. Αντίθετα, τα πλαίσια Νο 6 έως 10 παρουσιάζουν καλύτερη εικόνα τόσο σε σχέση με τα κύρια πλαίσια Νο 2 έως 4 όσο και σε σχέση με το δυσδιάστατο προσωμοίωμα. Επομένως η επιρροή της καθίζησης στα μέλη των κύριων πλαισίων μειώνεται όσο πιο μακριά βρίσκονται από την καθίζηση.

β. Η δυσμενέστερη καταπόνηση εμφανίζεται στα μέλη του πλαισίου Νο 3, το ένα υποστύλωμα του οποίου παρουσιάζει μικρή διαφορική καθίζηση (13mm). Ειδικότερα:

- Το υποστύλωμα του εν λόγω πλαισίου που παρουσιάζει καθίζηση αστοχεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό σε 7 συνολικά συνδυασμούς (F23COMB1, F23COMB2, F23COMB7, F23COMB8, F23COMB10, F23COMB12, F23COMB13). Ο δυσμενέστερος συνδυασμός είναι ο F23COMB2, ο οποίος δίνει λόγο επάρκειας 1,22. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο συνδυασμός COMB16 δίνει λόγο επάρκειας 0,96.

- Οι διατομές του αμείβοντα που βρίσκονται μεταξύ των κόμβων από τους οποίους διέρχονται οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου α και β στο ήμισυ του ζευκτού που βρίσκεται προς τη μεριά της καθίζησης, παρουσιάζουν σημαντική επιβάρυνση της έντασης τους, χωρίς όμως να παρατηρείται αστοχία. Αντίθετα, στο άλλο ήμισυ του ζευκτού η εντατική κατάσταση παραμένει ίδια με την αρχική, εκτός από τις διατομές που βρίσκονται προς τον κορφιά, όπου όμως η επιπόνηση δεν είναι ιδιαίτερα έντονη (λόγος επάρκειας 0,57 έναντι 0,49 πριν την επιβολή της καθίζησης). Δυσμενέστερος συνδυασμός είναι σε όλες τις περιπτώσεις και πάλι ο F23COMB2.

- Οι διατομές του ελκυστήρα που βρίσκονται μεταξύ των κόμβων από τους οποίους διέρχονται οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας α και β στο ήμισυ του ζευκτού που βρίσκεται προς τη μεριά της καθίζησης παρουσιάζουν σημαντική επιβάρυνση της έντασης τους, χωρίς όμως να εντείνονται ιδιαίτερα (λόγος επάρκειας 0,47 έναντι 0,245 πριν την επιβολή της καθίζησης). Αντίθετα, στο άλλο ήμισυ του ζευκτού η εντατική κατάσταση παραμένει ίδια με την αρχική, εκτός από τις διατομές που βρίσκονται προς τον κορφιά, Δυσμενέστερος συνδυασμός είναι σε όλες τις περιπτώσεις και πάλι ο F23COMB2.

- Η τριγωνική ενίσχυση στην πλευρά του υποστυλώματος που καθιζάνει εντείνεται πάρα πολύ σε σχέση με πριν την καθίζηση αλλά έχει παρουσιάζει ακόμη μεγάλα περιθώρια μέχρι να αστοχήσει (λόγος επάρκειας 0,571 στο συνδυασμό F23COMB2).

- Η τριγωνική ενίσχυση στην άλλη πλευρά επηρεάζεται ελάχιστα από το φαινόμενο (λόγος επάρκειας 0,27 στο συνδυασμό F23COMB2 έναντι 0,257 πριν την επιβολή της καθίζησης).

- Η τρίτη και η τέταρτη από δεξιά διαγώνιες ράβδοι πλήρωσης του ζευκτού, διατομής 2UNP120 και ο δεύτερος από αριστερά ορθοστάτης επίσης διατομής 2UNP120, αστοχούν σε εφελκυσμό ή θλίψη σε αρκετούς συνδυασμούς (στους F23COMB1, F23COMB2 και οι τρεις, στους F23COMB7, F23COMB8, F23COMB9, F23COMB10, F23COMB12, F23COMB13, F23COMB13, COMB16 μόνο η τρίτη διαγώνιος). Ο δυσμενέστερος συνδυασμός είναι ο F23COMB2. Είναι αξιοσημείωτο ότι τη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση από όλες τις ράβδους πλήρωσης του ζευκτού παρουσιάζουν οι δυο διαγώνιοι και οι δύο ορθοστάτες που βρίσκονται μεταξύ της τριγωνικής ενίσχυσης και του 1^{ου} από δεξιά εγκάρσιου συνδέσμου δυσκαμψίας. Οι υπόλοιπες ράβδοι πλήρωσης δεν εντείνονται σημαντικά.

γ. Το κύριο πλαίσιο No 2, εμφανίζει καλύτερη εικόνα από εκείνη του κυρίου πλαισίου No 3. Πιο συγκεκριμένα:

- Τα υποστυλώματα του εν λόγω πλαισίου δεν αστοχούν σε κανένα συνδυασμό, η κατάσταση όμως του υποστυλώματος που καθίζει είναι αρκετά επιβαρυνμένη σε σχέση με πριν την καθίζηση (λόγος επάρκειας 0,889 στο συνδυασμό F23COMB11).

- Οι διατομές του αμείβοντα δεν επιβαρύνονται καθόλου.

- Οι διατομές του ελκυστήρα προς την πλευρά της καθίζησης επιβαρύνονται από την τελευταία, χωρίς όμως να εντείνονται ιδιαίτερα (λόγος επάρκειας 0,47 έναντι 0,247 στο συνδυασμό πριν την επιβολή της καθίζησης). Δυσμενέστερος συνδυασμός είναι σε όλες τις περιπτώσεις ο F23COMB11.

- Η τριγωνική ενίσχυση στην πλευρά του υποστυλώματος που καθίζει επηρεάζεται ελαφρώς (λόγος επάρκειας 0,355 στο συνδυασμό F23COMB11), ενώ η άλλη τριγωνική ενίσχυση δεν επηρεάζεται ουσιαστικά.

- Η τρίτη και η τέταρτη από δεξιά ράβδος πλήρωσης του ζευκτού, διατομής 2UNP120, αστοχούν σε θλίψη, στους περισσότερους συνδυασμούς της ανεμοπίεσης και ιδιαίτερα σε εκείνον της άνωσης με καθίζηση. Και σε αυτό το πλαίσιο, η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση από όλες τις ράβδους πλήρωσης του ζευκτού παρουσιάζουν οι δυο διαγώνιοι και ο ένας ορθοστάτης που βρίσκονται μεταξύ της τριγωνικής ενίσχυσης και του 1^{ου} από δεξιά εγκάρσιου συνδέσμου δυσκαμψίας. Οι υπόλοιπες ράβδοι πλήρωσης δεν εντείνονται σημαντικά.

δ. Τα υποστυλώματα του κύριου πλαισίου No 1 δεν αστοχούν, με το αντίθετα ευρισκόμενο από την καθίζηση υποστυλώμα να παρουσιάζεται πιο επιβαρυνμένο σε σχέση με το άλλο (λόγος επάρκειας 0,66 έναντι 0,53 εκείνου που καθίζει), με δυσμενέστερο το συνδυασμό F23COMB2. Στο κύριο πλαίσιο No 1, η εξέλιξη της καθίζησης επιβαρύνει την εντατική κατάσταση ορισμένων ράβδων πληρώσεως του ζευκτού και στις δύο πλευρές του ζευκτού, με δυσμενέστερο προς την πλευρά της καθίζησης το συνδυασμό F23COMB11 ενώ προς την άλλη πλευρά το συνδυασμό F23COMB2. Σε όλες τις περιπτώσεις όμως οι ράβδοι πλήρωσης παρουσιάζουν μεγάλα περιθώρια αντοχών.

ε. Τα υποστυλώματα του κύριου πλαισίου No 4 δεν αστοχούν, όμως το προς τη μεριά της καθίζησης υποστυλώμα παρουσιάζεται αρκετά επιβαρυνμένο σε σχέση με την πριν την καθίζηση κατάσταση (λόγος επάρκειας 0,82 έναντι 0,565), με δυσμενέστερο το συνδυασμό F23COMB12. Επίσης, τη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση από όλες τις ράβδους πλήρωσης του ζευκτού παρουσιάζουν οι δυο διαγώνιοι και οι δύο ορθοστάτες που βρίσκονται μεταξύ της τριγωνικής ενίσχυσης και του 1^{ου} από δεξιά εγκάρσιου συνδέσμου δυσκαμψίας, οι οποίοι όμως έχουν μεγάλο περιθώριο αντοχών.

στ. Τα υποστυλώματα στα κύρια πλαίσια No 5 έως και 10 δεν αστοχούν, παρουσιάζουν μεγάλα περιθώρια αντοχής (λόγοι επάρκειας μεταξύ 0,57 και 0,67), ενώ δυσμενέστερος συνδυασμός είναι για τα περισσότερα ο F.23COMB 12. Ως εκ τούτου τεκμαίρεται, ότι η καθίζηση επηρεάζει τα τέσσερα πρώτα κύρια πλαίσια, χωρίς από εκεί και πέρα να ασκεί ουσιαστικά επίδραση στα υπόλοιπα. Σημειώνεται ότι οι διαφορές στην εντατική κατάσταση, και κατ' επέκταση και στους λόγους επάρκειας, στα επιμέρους μέλη του φορέα μεταξύ της 2Δ και της 3Δ επίλυσης, οφείλεται στο γεγονός ότι στο 3Δ προσομοίωμα η ένταση κατανέμεται λόγω της χωρικότητας σε όλο το φορέα με αποτέλεσμα τα επιμέρους μέλη των κυρίων πλαισίων να καταπονούνται λιγότερο από ότι στο 2Δ.

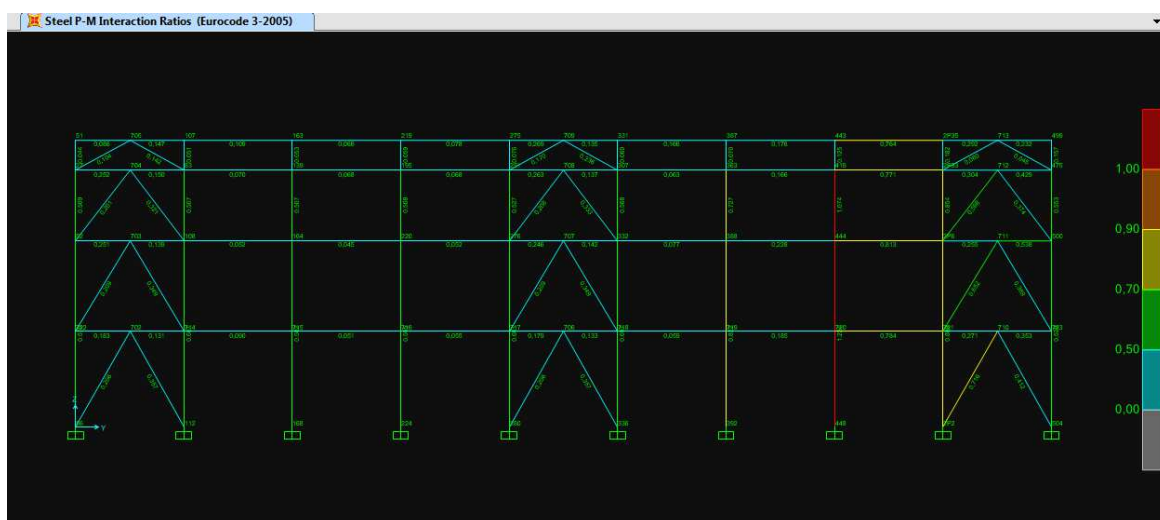
ζ. Οι μετωπικοί στύλοι επιβαρύνονται από την καθίζηση, διαθέτουν όμως σημαντικά περιθώρια αντοχής. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός για αυτούς είναι ο F23COMB15.

η. Οι κοιλοδοκοί SHS 160x5 μεταξύ των κυρίων πλαισίων 2 και 3 στην πλευρά της καθίζησης καταπονούνται αρκετά αλλά δεν αστοχούν (λόγοι επάρκειας από 0,76 έως 0,81).

θ. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι μορφής Λ δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερη ένταση εκτός από εκείνους που βρίσκονται στα κατώτερα δύο φατνώματα μεταξύ των πλαισίων Νο 1 και 2, ιδιαίτερα ο αριστερά κλάδος. Ακόμη όμως και εκείνοι οι κλάδοι εμφανίζουν μεγάλα περιθώρια αντοχής, ενώ η δυσμενέστερη φόρτιση είναι η F23COMB15, όπως και στην επίλυση της πλευρικής όψης.

ι. Επιβεβαιώθηκε η αστοχία σε λυγισμό του ενός εκ των δύο χιαστί μεταξύ των κυρίων πλαισίων 2 και 3 στον 1^ο εγκάρσιο σύνδεσμο (από τη μεριά της καθίζησης), ενώ η ανάλυση έδειξε ότι το άλλο χιαστί έχει αστοχήσει σε εφελκυσμό. Σε εφελκυσμό φαίνεται να αστοχούν επίσης και ένα χιαστί στο πρώτο φάτνωμα (μεταξύ 1^{ου} και 2^{ου} κυρίου πλαισίου). Από τις εικόνες του έργου όμως φαίνεται ότι η αστοχία στο συγκεκριμένο μέλος έχει επέλθει πρώτα στη σύνδεση του με το ζευκτό. Επίσης επιβεβαιώθηκε η αστοχία σε λυγισμό του ενός εκ των δύο χιαστί στο ίδιο φάτνωμα και στο 2^ο εγκάρσιο σύνδεσμο.

ια. Οι κοιλοδοκοί των εγκάρσιων συνδέσμων τύπου α και β διατομής SHS 140x5 μπορεί να μην αστοχούν, αλλά ορισμένοι από αυτούς βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία σε ορισμένους συνδυασμούς φόρτισης.



Σχήμα 3.8: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας χωρικού προσομοιώματος – πλευρική όψη υποστέγου από την πλευρά της καθίζησης



Σχήμα 3.9: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας χωρικού προσομοιώματος – όψη πλαισίου Νο 3

3.5.2 Δεύτερη επίλυση

Επειδή από τα αποτελέσματα της αρχικής επίλυσης προέκυψε ότι το πιο επιβαρυνόμενο πλαίσιο είναι το Νο 3 και όχι το Νο 2 πραγματοποιήθηκε νέα επίλυση στην οποία οι φορτίσεις της γερανογέφυρας εφαρμόστηκαν επί του κύριου πλαισίου Νο 3. Με βάση τα αποτελέσματα της νέας επίλυσης παρατηρούνται τα εξής:

α. Η γενική εικόνα δε μεταβάλλεται, γεγονός αναμενόμενο λόγω της μικρής τιμής του φορτίου της γερανογέφυρας σε σχέση με τα υπόλοιπα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία.

β. Το κύριο πλαίσιο Νο 3 επιβαρύνεται ελάχιστα με την προσθήκη των φορτίων της γερανογέφυρας σε αυτό.

γ. Η καταπόνηση στα μέλη των κυρίων πλαισίων Νο 2 και Νο 4 παραμένει πρακτικά η ίδια και στις δύο περιπτώσεις.

δ. Τα μέλη στο κύριο πλαίσιο Νο 1 αποφορτίζονται ελαφρώς σε σχέση με προηγούμενως.

3.5.3 Τρίτη & Τέταρτη επίλυση

Από τις δύο προηγούμενες επιλύσεις προκύπτει ότι ορισμένα κρίσιμα μέλη του φορέα αστοχούν σύμφωνα με τους ελέγχους του Ευρωκώδικα 3. Επειδή όμως το αντικείμενο της παρούσας εργασίας αφορά στον προσδιορισμό της διαθέσιμης φέρουσα ικανότητα της κατασκευής, πραγματοποιήθηκαν περαιτέρω επιλύσεις στις οποίες επιχειρήθηκε να προσεγγισθεί το προσομοίωμα όσο το δυνατό εγγύτερα στην πραγματικότητα ως προς την αντοχή του υλικού των μελών, τις ασκούμενες ή αναμενόμενες φορτίσεις αλλά και την υφιστάμενη από άποψη βλαβών κατάσταση του φορέα, όπου και όσο αυτό είναι εφικτό. Αναλυτικότερα:

Σε ότι αφορά στις επιβαλλόμενες φορτίσεις, από τις προηγούμενες αναλύσεις προέκυψε ότι ο δυσμενέστερος συνδυασμός στη μεγάλη πλειοψηφία των μελών του φορέα είναι ο F23COMB2 που περιλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμο, χιόνι, γερανογέφυρα) και την καθίζηση (23,2cm στο ακραίο υποστύλωμα και αντίστοιχες τιμές στα υποστυλώματα των κύριων πλαισίων 2, 3 και 4. Μάλιστα, σε πολλά μέλη αποτελεί, μαζί με το συνδυασμό F23COMB1, τους μοναδικούς συνδυασμούς που οδηγούν σε αστοχία. Ως εκ τούτου κρίνεται σκόπιμο να εξεταστούν βαθύτερα οι επιμέρους φορτίσεις του συνδυασμού αυτού. Ειδικότερα:

α. Τα μόνιμα φορτία έχουν αναχθεί σε επικόμβια φορτία επί του ζευκτού και δε δύναται να μεταβληθούν.

β. Το φορτίο χιονιού στο φορέα έχει προσδιοριστεί στην αρχική μελέτη ίσο με 100kg/m^2 . Στο κεφάλαιο 2 της παρούσας αναφέρθηκε ότι το φορτίο που εφαρμόστηκε κατά τη δοκιμαστική φόρτιση που έλαβε χώρα το 2008 αντιστοιχεί σε κινητό φορτίο περίπου 50kg/m^2 . Σύμφωνα με τη σχετική τεχνική έκθεση που συνοδεύει τη δοκιμαστική φόρτιση¹ το φορτίο επιλέχθηκε ίσο προς το δυσμενέστερο φορτίο χιονιού που έχει παρατηρηθεί τα τελευταία 50 χρόνια στο αεροδρόμιο με βάση τα σχετικά στοιχεία της ΕΜΥ.

γ. Το κατακόρυφο φορτίο της γερανογέφυρας (ίδιο βάρος και ωφέλιμο φορτίο) έχει θεωρηθεί στις προηγούμενες δύο επιλύσεις του χωρικού προσομοιώματος ότι ασκείται εξ' ολοκλήρου σε κύριο πλαίσιο, κατάσταση που είναι η δυσμενέστερη. Επιπλέον, η

¹ Η από 25-8-06 Τεχνική Έκθεση της δοκιμαστικής φόρτισης του Υποστέγου Αεροπλοΐας

γερανογέφυρα είναι λειτουργική αλλά χρησιμοποιείται ελάχιστα. Ως εκ τούτου, θα μπορούσε να ληφθεί στην ανάλυση κάποιο μικρότερο φορτίο από το μέγιστο.

Σε ότι αφορά στα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα του φέροντα οργανισμού, όπως προαναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2, τιμή των 235MPa αποτελεί τη χαρακτηριστική τιμή για το όριο διαρροής. Κατά συνέπεια, στο πλαίσιο της διαδικασίας αποτίμησης, η πιο σωστή προσέγγιση για την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας είναι ο προσδιορισμός της τιμής του ορίου διαρροής του υλικού από το οποίο έχει κατασκευασθεί ο φορέας (η οποία αναμένεται μετά πολύ μεγάλης πιθανότητας, σχεδόν βεβαιότητας, να είναι υψηλότερη της χαρακτηριστικής), κατόπιν απόσπασης κατάλληλων τεμαχίων – δοκιμίων, διενέργειας σχετικών μετρήσεων σε αυτά και στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων. Ελλείψει των συγκεκριμένων δεδομένων, για την εκτίμηση της πραγματικής τιμής του ορίου διαρροής ελήφθησαν υπόψη οι σχετικές με το θέμα έρευνες της διεθνούς βιβλιογραφίας. Ενδεικτικά αναφέρονται:

α. Το πιθανοτικό μοντέλο που προτείνεται από τη JCSS², για τον προσδιορισμό χαρακτηριστικών μεγεθών των διαφόρων ποιοτήτων χάλυβα που παράγονται σύμφωνα με το πρότυπο EN10025. Σύμφωνα με το μοντέλο αυτό, που αποτελεί μια από τις πιο σημαντικές βιβλιογραφικές αναφορές, η μέση τιμή του ορίου διαρροής για δομικό χάλυβα S235 προκύπτει ίσο με 264MPa.

β. Οι σχετικές προβλέψεις των UFGS 08 39 54³, τα οποία αναφέρονται σε χάλυβες αμερικανικών προδιαγραφών, σύμφωνα με τα οποία για τις ανάγκες του σχεδιασμού η τιμή του (στατικού) ορίου διαρροής για χάλυβες αντοχής μικρότερης των 360MPa θα λαμβάνεται ίση με το 1,10 της χαρακτηριστικής τιμής, ήτοι 258,5MPa.

γ. Τα αναγραφόμενα στο Steel Design Manual⁴, σύμφωνα με τα οποία η μέση τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα είναι περίπου ίση με 1,2 φορές τη χαρακτηριστική τιμή.

δ. Πρόσφατες δημοσιεύσεις που αναφέρονται στις πραγματικές αντοχές διαρροής χαλύβων κατηγορίας S235 ή S275 ή / και S355^{5, 6} οι οποίες δίνουν τιμές παρόμοιες με εκείνες του Steel Design Manual.

Ως προς τη γεωμετρία του φορέα, όπως αναφέρθηκε παραπάνω αλλά και στο κεφάλαιο 2, έχουν αστοχήσει σε λυγισμό δύο χιαστί στον 1^ο και δεύτερο εγκάρσιο σύνδεσμο δυσκαμψίας στο δεύτερο φάτνωμα του υποστέγου (μεταξύ των κυρίων πλαισίων Νο 2 και 3). Επειδή τα εν λόγω μέλη εισάγουν στα ζευκτά των κυρίων πλαισίων Νο 2 και 3 θλίψη, την οποία το πρόγραμμα μεταφέρει σε αυτά, κρίθηκε σκόπιμο να εξεταστεί η περίπτωση αφαίρεσης τους από το προσομοίωμα.

Συνεκτιμώντας όλα τα παραπάνω στοιχεία, πραγματοποιήθηκε νέα επίλυση του φορέα με τις εξής παραδοχές:

α. Ως προς τις φορτίσεις, τροποποιήθηκαν εκείνες του χιονιού και της γερανογέφυρας (κατακόρυφα φορτία). Ειδικότερα, ελήφθη το μισό φορτίου χιονιού σε σχέση με την αρχική μελέτη, ήτοι 0,50KN/ m², τιμή που κρίνεται λόγω πραγματικών συνθηκών ότι μπορεί με ασφάλεια να εφαρμοσθεί στον έλεγχο του φορέα. Επειδή ο κανονισμός της αρχικής μελέτης πολλαπλασιάζει το ύψος του χιονιού επί συντελεστή 1,25, η τελική τιμή που εισήχθη στο πρόγραμμα είναι 0,62 KN/ m². Επίσης, λόγω του ότι η

² Joint Committee on Structural Safety Probabilistic Model Code - http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx

³ US Army Corps of Engineers (USACE), Unified Facilities Guide Specifications (UFGS 08 39 54). Blast Resistant Doors. The United States Army Corps of Engineers, 2009.

⁴ Steel Designer's Manual sixth edition, p.1057, Oxford

⁵ Kalochairetis KE, Gantes CJ, Lignos XA. Experimental and Numerical Investigation of Eccentrically Loaded Laced Built-Up Steel Columns. Journal of Constructional Steel Research 2014; 101: 66–81.

⁶ Gantes CJ, Kalochairetis KE. Axially and Transversely Loaded Timoshenko and Laced Built-up Columns with Arbitrary Supports. Journal of Constructional Steel Research 2012; 77: 95–106.

γερανογέφυρα είναι λειτουργική αλλά χρησιμοποιείται σπάνια, θα εξεταστεί η επίπτωση που επιφέρει στην εντατική κατάσταση της κατασκευής λόγω του ιδίου βάρους της, ασκούμενο εξ' ολοκλήρου στο 2^ο πλαίσιο (φορτίο 28,58KN σε κάθε δοκό κύλισης - στήριξη). Τα υπόλοιπα φορτία παραμένουν ως και προηγούμενα.

Η τρίτη επίλυση, με τις νέες μειωμένες τιμές των φορτίσεων για το χιόνι και τη γερανογέφυρα, κατέδειξε ότι ο φορέας ανακουφίστηκε σε πολύ μεγάλο βαθμό σε σχέση με προηγούμενως. Και εδώ το δυσμενέστερο κύριο πλαίσιο είναι το Νο 3, το ανατολικό υποστύλωμα του οποίου αστοχεί πλέον σε τρεις συνδυασμούς F23COMB1 (λόγος επάρκειας 1,09) και F23COMB2 (λόγος επάρκειας 1,11) και F23COMB12 (λόγος επάρκειας 1,08) ενώ στους άλλους συνδυασμούς βρίσκεται κάτω από το 0,9.

Στη συνέχεια εξετάστηκε και μια δεύτερη υποπερίπτωση, αυτή της αφαίρεσης του ενός χιαστί του 1^{ου} εγκάρσιου συνδέσμου μεταξύ των κύριων πλαισίων Νο 2 και 3 το οποίο ούτως η άλλως έχει λυγίσει και επομένως δε συμμετέχει ουσιαστικά στην παραλαβή των ασκούμενων δυνάμεων στο φορέα.

Η τέταρτη επίλυση εμφάνισε ακόμη καλύτερα αποτελέσματα. Συγκεκριμένα:

Επιλύοντας ξανά το προσομοίωμα, η συμπεριφορά του φορέα προέκυψε ότι η γενική εικόνα του φορέα είναι αισθητά πολύ καλύτερη από ότι προηγούμενως. Όπως και στις προηγούμενες επιλύσεις, το δυσμενέστερο κύριο πλαίσιο είναι το Νο 3 και ακολουθεί το Νο 2. Στα υπόλοιπα πλαίσια του φορέα η διαθέσιμη αντοχή των μελών είναι πολύ μεγαλύτερη της επιβαλλόμενης έντασης. Σε ότι αφορά στα επιμέρους μέλη της κατασκευής από την επίλυση προέκυψαν τα ακόλουθα:

α. Το υποστύλωμα του πλαισίου Νο 3 που παρουσιάζει καθίζηση 13mm αστοχεί οριακά σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στους συνδυασμούς F23COMB1 (λόγος επάρκειας 1,026) και F23COMB2 (λόγος επάρκειας 1,045) και F23COMB12 (λόγος επάρκειας 1,059) ενώ στους άλλους συνδυασμούς βρίσκεται κάτω από το 0,9. Τα υπόλοιπα υποστυλώματα παρουσιάζουν μεγάλα περιθώρια αντοχής, καθώς σε όλα ο λόγος επάρκειας λίγο ή / και πολύ κάτω από το 0,9.

β. Οι διατομές του αμείβοντα παρουσιάζουν μεγάλα περιθώρια αντοχής σε όλους τους συνδυασμούς και σε όλα τα πλαίσια. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι στη δυσμενέστερη περίπτωση (στο πλαίσιο Νο 3 στο σκέλος του ζευκτού που βρίσκεται προς τη μεριά της καθίζησης) ο λόγος επάρκειας ισούται με 0,643. Δυσμενέστερος συνδυασμός είναι σε όλες τις περιπτώσεις και πάλι ο F23COMB2.

γ. Οι διατομές του ελκυστήρα παρουσιάζουν και αυτές μεγάλα περιθώρια αντοχής σε όλους τους συνδυασμούς και σε όλα τα πλαίσια. Η δυσμενέστερη περίπτωση απαντάται στο σκέλος του ζευκτού που βρίσκεται προς τη μεριά της καθίζησης στο πλαίσιο Νο 3, όπου ο λόγος επάρκειας ισούται με 0,434. Δυσμενέστερος συνδυασμός και εδώ είναι ο F23COMB2.

δ. Οι διατομές της τριγωνικής ενίσχυσης και στις δύο πλευρές του ζευκτού σε όλους τους συνδυασμούς και σε όλα τα πλαίσια παρουσιάζουν πολύ μεγάλα περιθώρια αντοχής.

ε. Οι ράβδοι πλήρωσης του ζευκτού διατομής 2UNP100 δεν εντείνονται πουθενά σημαντικά και ως εκ τούτου δεν παρουσιάζουν πουθενά πρόβλημα ως προς τη φέρουσα ικανότητα τους.

στ. Οι ράβδοι πλήρωσης του ζευκτού διατομής 2UNP120 αστοχούν σε ορισμένες περιπτώσεις. Συγκεκριμένα:

- Στο πλαίσιο Νο 2 αστοχούν σε θλίψη η τρίτη και η τέταρτη από δεξιά διαγώνια ράβδος πλήρωσης του ζευκτού, σχεδόν σε όλους τους συνδυασμούς του ανέμου, με δυσμενέστερο το συνδυασμό F23COMB11 (λόγος επάρκειας 1,39 και 1,23 αντίστοιχα).

- Στο πλαίσιο No 3 αστοχεί σε θλίψη μόνο η τρίτη από δεξιά διαγώνια ράβδος πλήρωσης του ζευκτού, στο συνδυασμό F23COMB1 (λόγος επάρκειας 1,07), στο συνδυασμό F23COMB2 (λόγος επάρκειας 1,08) και στο συνδυασμό F23COMB12 (λόγος επάρκειας 1,03) ενώ στους υπόλοιπους συνδυασμούς επαρκεί από οριακά έως και αρκετά, ανάλογα την περίπτωση. Οι υπόλοιπες ράβδοι παρουσιάζουν επαρκή διαθέσιμη αντοχή.

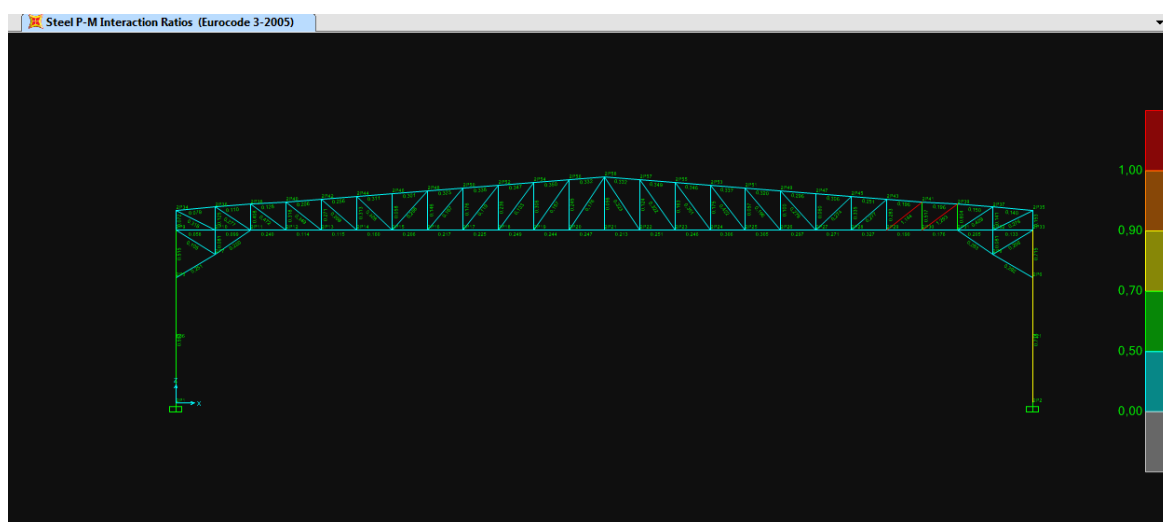
ζ. Οι μετωπικοί στύλοι επιβαρύνονται από την καθίζηση, διαθέτουν όμως σημαντικά περιθώρια αντοχής. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός για αυτούς είναι ο F23COMB15.

η. Οι κοιλοδοκοί SHS 160x5 μεταξύ των κυρίων πλαισίων 2 και 3 στην πλευρά της καθίζησης καταπονούνται αρκετά αλλά δεν αστοχούν (λόγοι επάρκειας από 0,76 έως 0,8).

θ. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι μορφής Λ δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερη ένταση εκτός από εκείνους που βρίσκονται στα κατώτερα δύο φατνώματα μεταξύ των πλαισίων No 1 και 2, ιδιαίτερα ο αριστερά κλάδος. Ακόμη όμως και εκείνοι οι κλάδοι εμφανίζουν μεγάλα περιθώρια αντοχής, ενώ η δυσμενέστερη φόρτιση είναι η F23COMB15, όπως και στην επίλυση της πλευρικής όψης.

ι. Παρατηρούνται αστοχίες σε 2 χιαστί εγκάρσιων συνδέσμων σε εφελκυσμό.

ια. Οι κοιλοδοκοί των εγκάρσιων συνδέσμων τύπου α και β διατομής SHS 140x5, όπως και στην προηγούμενη επίλυση, μπορεί να μην αστοχούν, αλλά ορισμένοι από αυτούς βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία σε ορισμένους συνδυασμούς φόρτισης.



Σχήμα 3.10: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας χωρικού προσομοιώματος (4^η επίλυση) –όψη κύριου πλαισίου No 2

3.5.4 Πέμπτη επίλυση

Η υφιστάμενη κατάσταση του φορέα, όπως περιγράφηκε αναλυτικά στο κεφάλαιο 2 της παρούσης δεν παρουσιάζει αστοχίες στα κύρια μέλη του φορέα (μέλη κύριων πλαισίων). Ως εκ τούτου, και με δεδομένο ότι στην τέταρτη επίλυση προκύπτει αστοχία μερικών κύριων μελών του φορέα σε συνδυασμούς που είναι πιθανό να έχουν εμφανιστεί κατά την τελευταία πενταετία, οπότε και η καθίζηση έχει αγγίξει τη μέγιστη τιμή των 232 mm στο ανατολικό υποστύλωμα του κύριου πλαισίου No 1.

Συνδυάζοντας το στοιχείο αυτό με τα αναγραφόμενα στην προηγούμενη υποπαράγραφο 3.5.3 εκτιμάται βάσιμα ότι η πραγματική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα στο φορέα είναι μεγαλύτερο από τη χαρακτηριστική. Για να ελεγχθεί η συμπεριφορά του φορέα στην περίπτωση αυτή πραγματοποιήθηκε ακόμη μια επίλυση στην οποία, πέραν της αλλαγής στις φορτίσεις (χιόνι και γερανογέφυρα) της τέταρτης

επίλυσης και την κατάργηση του ενός χιαστί του εγκάρσιου σύνδεσμου τύπου α, ελήφθη το όριο διαρροής του χάλυβα ίσο προς 258,5Μpa.

Επιλύοντας το προσομοίωμα προέκυψε ότι η γενική εικόνα του φορέα, ως προς τη διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα του, είναι πολύ καλύτερη από ότι προηγουμένως, όπως άλλωστε είναι αναμενόμενο. Ειδικότερα:

α. Δεν αστοχεί κανένα υποστύλωμα σε κανένα συνδυασμό. Δυσμενέστερη εντατική κατάσταση παρουσιάζει το υποστύλωμα του πλαισίου Νο 3 που έχει υποχωρήσει κατά 13mm στους συνδυασμούς F23COMB1 (λόγος επάρκειας 0,93), F23COMB2 (λόγος επάρκειας 0,95) και F23COMB12 (λόγος επάρκειας 0,97) ενώ στους άλλους συνδυασμούς βρίσκεται κάτω από το 0,9. Τα υπόλοιπα υποστυλώματα παρουσιάζουν μεγάλα περιθώρια αντοχής, καθώς σε όλα ο λόγος επάρκειας λίγο ή / και πολύ κάτω από το 0,9.

β. Οι διατομές του αμείβοντα, του ελκυστήρα και της τριγωνικής ενίσχυσης (διατομής HEA320) εμφανίζουν ακόμη μεγαλύτερα περιθώρια αντοχών από ότι στις προηγούμενες επιλύσεις, με δυσμενέστερο σε αυτές το συνδυασμό F23COMB2.

γ. Οι ράβδοι πλήρωσης του ζευκτού διατομής 2UNP100 δεν παρουσιάζουν πουθενά πρόβλημα ως προς τη φέρουσα ικανότητα τους.

δ. Οι ράβδοι πλήρωσης από διατομή 2UNP120 είναι οι μόνοι που εξακολουθούν και παρουσιάζουν αστοχία σε μια μόνο περίπτωση. Συγκεκριμένα στο πλαίσιο Νο 2 αστοχούν σε θλίψη η τρίτη και η τέταρτη από δεξιά διαγώνια ράβδος πλήρωσης του ζευκτού, στο συνδυασμό F23COMB11 (λόγος επάρκειας 1,31 και 1,16 αντίστοιχα) ενώ η τρίτη ράβδος αστοχεί και στο συνδυασμό F23COMB5 (λόγος επάρκειας 1,02). Επίσης στο συνδυασμό F23COMB6 το ίδιο μέλος πλησιάζει στην αστοχία (λόγος επάρκειας για την 0,99). Στους υπόλοιπους συνδυασμούς ο λόγος επάρκειας είναι από λίγο έως πολύ μικρότερος.

ε. Οι μετωπικοί στύλοι, οι κοιλοδοκοί των κατακόρυφων και των εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας καθώς και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι μορφής Λ δεν παρουσιάζουν πουθενά αστοχία και η εικόνα τους είναι καλύτερη σε σχέση με τις προηγούμενες επιλύσεις.

3.6 Συμπεράσματα - Εκτίμηση φέρουσας ικανότητας του φορέα

Από τις προηγούμενες αναλύσεις προκύπτουν χρήσιμα συμπεράσματα τόσο ως προς τη στατική συμπεριφορά της κατασκευής όσο και ως προς την επάρκεια από άποψη αντοχής αλλά και την επίδραση των ασκούμενων (πραγματικά ή δυνητικά) φορτίων σε αυτή.

Σε ότι σχετίζεται με τη συμπεριφορά και τη στατική λειτουργία του φορέα, οι επιμέρους επιλύσεις κατέδειξαν τα εξής:

α. Η παρατηρηθείσα καθίζηση επηρεάζει τα τέσσερα πρώτα κύρια πλαίσια ενώ στα υπόλοιπα η επίδραση της είναι από αμελητέα έως μηδενική.

β. Επιβεβαιώνεται η πλαισιακή και όχι χωρική συμπεριφορά του φορέα. Συγκεκριμένα, η εντατική κατάσταση των υποστυλωμάτων του 3Δ προσομοιώματος, με εξαίρεση εκείνα των κύριων πλαισίων Νο 2 και 3 προσεγγίζει εκείνη της όψης του πλαισίου (2Δ). Το πλαίσιο Νο 3 και ιδιαίτερα το δεξί του τμήμα, εξαιτίας της καθίζησης, εντείνεται (αλλού έλκεται και αλλού θλίβεται) διαμέσου των οριζόντιων και εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας από το πλαίσιο Νο 2 και ως εκ τούτου είναι πρακτικά τα μόνα που δε λειτουργούν αμιγώς πλαισιακά, για αυτό και καθίστανται τα δυσμενέστερα από άποψη επάρκειας. Το γεγονός αυτό καταδεικνύεται περίτρανα από το ότι ο φορέας στα αποτελέσματα ως προς την εντατική κατάσταση του φορέα μεταξύ της 3^{ης} και της 4^{ης} επίλυσης όπου η μόνη αλλαγή που έλαβε χώρα ήταν η αφαίρεση του ενός χιαστί στον ένα εγκάρσιο σύνδεσμο. Υπενθυμίζεται ότι το αποτέλεσμα της τέταρτης επίλυσης αποκάλυψε

ότι ο φορέας ανακουφίστηκε πάρα πολύ σε σχέση με την προηγούμενη εικόνα του, τόσο στο ζευκτό όσο και στα υποστυλώματα.

γ. Επειδή υπάρχει πυκνή διασύνδεση μεταξύ των κύριων πλαισίων Νο 1 και 2 (οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε δύο στάθμες αποτελούμενοι τόσο από χιαστί συνδέσμους όσο και από κοιλοδοκούς σε κάθε δεύτερο κόμβο, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούμενοι από κοιλοδοκούς και Λ σε τέσσερις στάθμες, εγκάρσιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) είναι πολύ πιθανό το φαινόμενο της καθίζησης να μην αφορά εξίσου και τα δύο υποστυλώματα αλλά να εμφανίζεται κυρίως γύρω από το πλαίσιο Νο 1, το οποίο και να συμπαρασύρει το πλαίσιο Νο 2.

Σε ότι αφορά στην επίδραση των φορτίσεων προέκυψαν τα κάτωθι:

α. Η δυσμενέστερη φόρτιση της ανάλυσης προκαλείται από τους συνδυασμούς των μόνιμων κατακόρυφων φορτίων, εκτός από ορισμένες ειδικές περιπτώσεις όπως οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι τύπου Λ και τα μετωπικά υποστυλώματα, όπου δυσμενέστερη είναι η ανεμοπίεση λόγω άνωσης.

β. Ο σεισμός δεν επηρεάζει ουσιαστικά την κατασκευή καθώς σε λίγες μόνο περιπτώσεις και μόνο μετά την εφαρμογή της καθίζησης ο σεισμικός συνδυασμός προκαλεί αστοχία ενώ σχεδόν σε καμία περίπτωση δεν είναι κρίσιμος.

γ. Η καθίζηση επηρεάζει σημαντικά την εντατική κατάσταση του φορέα μόνο στα υποστυλώματα των κύριων πλαισίων Νο και Νο 3, όπου η χωρικότητα του φορέα τους εισάγει ένταση.

Σε ότι αφορά στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα, θεωρώντας ότι το φαινόμενο της καθίζησης έχει σταματήσει και ότι η αντοχή των μελών είναι τουλάχιστο ίση με 258,5MPa και συνεκτιμώντας τα αποτελέσματα όλων των επιμέρους επιλύσεων, η εικόνα των επιμέρους μελών του φορέα έχει ως ακολούθως:

α. Τα υποστυλώματα του φορέα επαρκούν σε όλες τις περιπτώσεις και διαθέτουν επαρκή διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα.

β. Οι διατομές του αμείβοντα και του ελκυστήρα καθώς και εκείνες των τριγωνικών ενισχύσεων διατομής HEA320 διαθέτουν σε όλες τις περιπτώσεις σημαντικά περιθώρια αντοχής.

γ. Οι ράβδοι πλήρωσης του δικτύματος του ζευκτού, πλην τριών μελών συνολικά στα κύρια πλαίσια Νο 2 και 3 διαθέτουν μεγάλα περιθώρια αντοχής. Ειδικότερα, και σε ότι αφορά στις ράβδους πλήρωσης του πλαισίου Νο 2 όπου η αστοχία επέρχεται κυρίως στο συνδυασμό της άνωσης με καθίζηση, εκτιμάται ότι η ανεμοπίεση από το ανοικτό μέτωπο θα έχει πολύ μικρότερη τιμή από εκείνη της αρχικής μελέτης, δεδομένου ότι στη συντριπτική πλειοψηφία των περιπτώσεων τα ακραία φύλλα της θύρας παραμένουν κλειστά, ενώ σε μεγάλες εντάσεις ανέμου οι θύρες παραμένουν κλειστές. Πέραν τούτου αστοχία του μέλους δε συνεπάγεται κατάρρευση του φορέα καθώς λαμβάνει χώρα ανακατανομή της έντασης. Επιπλέον, και σε ότι αφορά στην περίπτωση της αστοχίας από το συνδυασμό της ανεμοπίεσης που έχει διεύθυνση από αριστερά προς τα δεξιά, η τελευταία είναι αφενός σχεδόν οριακή και αφετέρου, με βάση και την εμπειρία των Ευρωκωδίκων αναμένεται να έχει πρόσημο προς τα κάτω και όχι προς τα επάνω στην περιοχή της τρίτης ράβδου. Σε κάθε περίπτωση όμως, αυτές οι ράβδοι πλήρωσης παρουσιάζουν περιορισμένη έως μηδενική διαθέσιμη ικανότητα.

δ. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δεν αστοχούν και διαθέτουν ικανοποιητικό περιθώριο αντοχής.

ε. Εμφανίζονται αστοχίες σε ορισμένους (λίγους) οριζόντιους και εγκάρσιους συνδέσμους δυσκαμψίας στο τμήμα του υποστέγου μεταξύ των κυρίων πλαισίων Νο 1 και 3 προς την περιοχή της καθίζησης, οι οποίες όπως άλλωστε φαίνεται και από την υφιστάμενη κατάσταση των βλαβών στο υπόστεγο, δεν επηρεάζουν ουσιαστικά τη διαθέσιμη αντοχή του φορέα, πιθανότατα λόγω ανακατανομής της έντασης.

στ. Τα μετωπικά υποστυλώματα εμφανίζουν σημαντικά περιθώρια αντοχής.

Κατόπιν των ανωτέρω, εκτιμάται ότι ο φορέας διαθέτει την απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα από άποψη αντοχής για την παραλαβή των αναμενόμενων φορτίσεων σε αυτόν καθώς στη συντριπτική πλειοψηφία των περιπτώσεων εμφανίζει μικρά έως μεγάλα περιθώρια αντοχής, πλην ορισμένων ακραίων καταστάσεων, όπου και αστοχούν οριακά ορισμένα κρίσιμα μέλη του. Ως εκ τούτου θεωρείται ότι μπορεί να χρησιμοποιείται με ασφάλεια σε όλες τις περιπτώσεις, εκτός ίσως της περίπτωσης ακραίας χιονόπτωσης με την προϋπόθεση ότι σε μεγάλης έντασης άνεμο από το ανοικτό μέτωπο οι θύρες θα παραμείνουν κλειστές. Το συμπέρασμα αυτό ενισχύεται και από την υφιστάμενη εικόνα του φορέα (σχετικά μικρά και σε κάθε περίπτωση εντός ορίων βέλη κάμψεως, λειτουργικότητα της γερανογέφυρας). Για να καταστεί όμως αυτό το συμπέρασμα οριστικό είναι απαραίτητη η εξακρίβωση της ακριβούς τιμής της αντοχής των μελών.

Πέραν των ανωτέρω όμως, και με δεδομένο ότι υπάρχουν ορισμένα μέλη τα οποία εμφανίζουν πολύ μικρή διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα, καθίσταται αναγκαία η άμεση εκτέλεση εργασιών αποκατάστασης του φέροντα οργανισμού, οι οποίες και προτείνονται σε επόμενο κεφάλαιο.

3.7 Έλεγχος επάρκειας διατομών και μελών

Στο εδάφιο αυτό παρατίθενται, επιλεκτικά για ορισμένα κρίσιμα μέλη του φορέα, οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας που προβλέπονται στον Ευρωκώδικα 3.

3.7.1 Υποστύλωμα HEB 800 στο χωρικό προσομοίωμα – κύριο πλαίσιο Νο 3 (1^η επίλυση)

A. Στοιχεία διατομής

$h = 800mm$	$W_{pl,y} = 10230cm^3$
$b = 300mm$	$i_y = 32,78cm$
$d = 674mm$	$I_z = 14.900cm^4$
$t_w = 17,5mm$	$W_{el,z} = 993,6cm^3$
$t_f = 33mm$	$W_{pl,z} = 1553cm^3$
$r = 30mm$	$i_z = 6,68cm$
$A = 334,2cm^2$	$I_t = 946cm^4$
$I_y = 359.100cm^4$	$I_w = 21.840.000cm^6$
$W_{el,y} = 8977cm^3$	

B. Κατάταξη διατομής

$$e = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Πέλμα (υπόκειται σε θλίψη)

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{300 - 17,5}{2} - 30 = 111,25mm$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{111,25}{33} = 3,37 < 9\varepsilon = 9 \text{ Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1.}$$

Κορμός (υπόκειται σε κάμψη και θλίψη)

Για τη διατομή HEB 800 προκύπτει από τους πίνακες διατομών ότι για χάλυβα κατηγορίας S235 και για καθαρή θλίψη η διατομή του υποστυλώματος ανήκει στην κατηγορία 3 ενώ για καθαρή κάμψη ανήκει στην κατηγορία 1. Για το λόγο αυτό η κατάταξη της διατομής θα γίνει με πιο ακριβή τρόπο.

Αρχική Θεώρηση: Κατηγορία διατομής 1 ή 2. Επίσης θεωρείται ότι η συνολική αξονική δύναμη στην οριακή κατάσταση για την κατηγοριοποίηση θα είναι η μέγιστη αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στη διατομή του υποστυλώματος ίση με $N_{Ed}=852\text{kN}$ και ότι ο ουδέτερος άξονας τέμνει τον κορμό και απέχει e από τον άξονα συμμετρίας.

$$N_{Ed} = 2 \times e \times t_w \times f_y \Rightarrow e = \frac{N_{Ed}}{2 \times t_w \times f_y} = \frac{852}{2 \times 17,5 \times 23,5} = 10,36\text{cm}$$

Από τον πίνακα για τις κατηγορίες διατομών (EC.3-1-1, Πίν. 5.2), ελέγχονται τα όρια της τρίτης στήλης για κάμψη και θλίψη κορμού. Για $c=d=67,4\text{cm}$, το μήκος του τμήματος του κορμού που βρίσκεται υπό θλίψη είναι ίσο με a όπου:

$$a = \frac{\frac{c}{2} + e}{c} = \frac{\frac{674}{2} + 103,6}{674} \Rightarrow a = 0,654 > 0,5$$

Δηλαδή $\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{674}{17,5} = 38,51 < \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times a - 1} = \frac{396 \times 1}{13 \times 0,654 - 1} = 52,78$ και επομένως ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Εφόσον τόσο ο κορμός όσο και το πέλμα ανήκουν στην κατηγορία 1, όλη η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Γ. Εντατικά μεγέθη

Δρώσα αξονική: $N_{Ed}=-851,74\text{ KN}$

Δρώσα τέμνουσα: $V_{Ed}=487,17\text{ KN}$

Δρώσα ροπή: $M_{Ed,y} = -2.349,25\text{KNm}$, $M_{Ed,z} = 22,69\text{KNm}$

Δ. Έλεγχος σε διάτμηση

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \Rightarrow V_{Ed} = 487,17\text{KN} < V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} =$$

$$\frac{161,7 \times (23,5/\sqrt{3})}{1,0} = 2.194\text{KN}, \text{ όπου } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f =$$

$$33420 - 2 \times 300 \times 33 + (17,5 + 2 \times 30) \times 33 \Rightarrow A_v = 16.177,5\text{mm} \Rightarrow A_v = 161,7\text{cm}$$

Ε. Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$\text{Ισχύει ότι } V_{Ed} = 487,17 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 0,5 \times 2.194 = 1.097 \text{ KN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης.

ΣΤ. Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.2.9 του EC.3-1-1, για διατομές διπλής συμμετρίας I δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y, όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

1^ο κριτήριο:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \Rightarrow N_{Ed} = 851,74 \text{ KN} \leq 0,25 \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{334,2 \times 23,5}{1} = 1963,43 \text{ KN}$$

2^ο κριτήριο:

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow N_{Ed} = 851,74 \text{ KN} \leq \frac{0,5 \times (h - 2 \times t_z) \times t_w \times f_y}{1,0} = \frac{0,5 \times (80 - 2 \times 3,3) \times 1,75 \times 23,5}{1,0} = 1.509,29 \text{ KN}, \text{ όπου } h_w \text{ η εσωτερική}$$

απόσταση μεταξύ των πελμάτων.

Και τα δύο κριτήρια ικανοποιούνται επομένως δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής $M_{y,Rd}$. Επομένως, θα πρέπει σε κάθε διατομή των μελών που υπόκεινται σε κάμψη και αξονική θλίψη να ισχύει:

$$M_{Ed} = 2.349 \text{ KNm} \leq M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{10.230 \times 23,5}{1} = 2.404 \text{ KNm}$$

Ικανοποιείται.

Ζ. Έλεγχος μέλους υπό κάμψη και θλίψη

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.3 του EC.3-1-1, μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν τις κάτωθι σχέσεις:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

όπου N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα.

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4.

χ_y and χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$N_{Rk} = A f_y \text{ και } M_{Rk} = W_{pl} f_y$$

Ισοδύναμα μήκη λυγισμού

Διεύθυνση y-y

Στη διεύθυνση αυτή το υποστύλωμα θεωρείται μεταθετό. Το υποστύλωμα καταλήγει στο δικτυωτό ζευκτό, αλλά προηγουμένως και συγκεκριμένα στο ύψος 9,3m από το έδαφος υπάρχει τριγωνική δικτυωτή ενίσχυση. Υπολογίζοντας τα n_1 και n_2 κάνοντας χρήση της ακαμψίας των στύλων αλλά και της ακαμψίας μιας ισοδύναμης ολόσωμης δοκού ως προς το μέσο επίπεδο του δικτυώματος προκύπτει από το διάγραμμα για μεταθετά πλαίσια ότι συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού είναι ίσος με $\beta=1,025$. Επειδή όμως υπάρχει και η τριγωνική ενίσχυση λαμβάνεται τελικά στη διεύθυνση αυτή ως ισοδύναμο μήκος λυγισμού $L_{cr,y} = 1,05 \times 9,3 = 9,76m$.

Διεύθυνση z-z

Στη διεύθυνση αυτή, οι κοιλοδοκοί SHS 160x6 προσφέρουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα στις στάθμες 4,765m, 9,3m, 12,8m και 14,3m οπότε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού θα είναι ίσο με $L_{cr,z} = 4,765m$.

Καμπύλες λυγισμού

Από τον πίνακα 6.2 του EC.3-1-1, για πρότυπη διατομή διπλού ταυ, χάλυβα S235,

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{800}{300} = 2,67 > 1,2 \\ t_f = 33mm < 40mm \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Οι καμπύλες λυγισμού θα είναι:}$$

Περί τον άξονα y-y η α (συντελεστής απωλειών $\alpha=0,21$)

Περί τον άξονα z-z η b (συντελεστής απωλειών $\alpha=0,34$)

Λυγηρότητες

Διεύθυνση y-y

Η λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{976}{32,78} = 29,77$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{29,77}{93,9} = 0,317, \text{ όπου } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \epsilon = 93,9$$

Διεύθυνση z-z

Η λυγηρότητα ως προς τον άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{476,5}{6,68} = 71,33$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{71,33}{93,9} = 0,759$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Για λυγισμό περί τον άξονα $y - y$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,563 + \sqrt{0,563^2 - 0,317^2}} = 0,973 \leq 1,0, \text{ όπου}$$

$$\Phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21 \times (0,317 - 0,2) + 0,317^2] = 0,563$$

Για λυγισμό περί τον άξονα $z - z$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,883 + \sqrt{0,883^2 - 0,759^2}} = 0,749 \leq 1,0, \text{ όπου}$$

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,34 \times (0,759 - 0,2) + 0,759^2] = 0,883$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού, όπως προβλέπεται στο Παράρτημα F του EC3-Μέρος 1.1 (έκδοση 1992), δίνεται από το γενικό τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL^2)} \left\{ \sqrt{\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} + (C_2 z_g - C_3 z_j) - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

Η παραπάνω σχέση για διατομή διπλής συμμετρίας ($z_j=0$), επίδραση ακραίων ροπών ($C_2=0$) και απλή διχαλωτή στήριξη ($k=k_w=1$) γίνεται:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL^2)} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr,t}^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

Για το συντελεστή C_1 λαμβάνεται υπόψη, λόγω της συνέχειας, η μορφή του διαγράμματος ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων, ήτοι μεταξύ της στήριξης και του +9,3, για τα οποία και ισχύει:

$$M_{y,0} = 2.167 \text{ KNm} \text{ και } M_y = -2.349 \text{ KNm}, \psi_y = -0,93, \text{ οπότε } C_1 = 2,7.$$

$$\text{Το μέτρο διάτμησης είναι ίσο με } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21.000}{2 \times (1+0,3)} = 8.077 \text{ KN/cm}^2$$

Επομένως η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού θα ισούται με:

$$M_{cr} = 2,7 \frac{3,14^2 \times 21.000 \times 14.900}{4,765^2} \sqrt{\frac{2.184.000}{14.900} + \frac{4,765^2 \times 8.077 \times 946}{3,14^2 \times 21.000 \times 14.900}} = 16.535,93 \text{ KNm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού θα είναι:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{10230 \times 23,5}{16.536}} = 0,38 > 0,2$$

Επομένως η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δε μπορεί να αγνοηθεί

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ

$$\frac{h}{b} = \frac{800}{300} = 2,67 > 2 \text{ οπότε, σύμφωνα με τον πίνακα 6.4 του EC.3-1-1}$$

λαμβάνεται για ελατή διατομή I ως καμπύλη λυγισμού η b (συντελεστής απωλειών $\alpha_{LT}=0,34$).

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + 0,34 \times (0,38 - 0,2) + 0,38^2] = 0,603 \text{ και}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,6 + \sqrt{0,6^2 - 0,38^2}} = 0,93 \text{ αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης θα υπολογιστούν με τη δεύτερη μέθοδο.

Επειδή στη διεύθυνση y-y το υποστύλωμα θεωρείται μεταθετό, από τον πίνακα B.3 του EC.3-1-1, προκύπτει ότι $C_{m,y}=0,9$.

Κατά τον άξονα z -z τα πλαίσια θεωρούνται αμετάθετα οπότε το $C_{m,z}$ θα υπολογιστεί από το αντίστοιχο διάγραμμα ροπών στο τμήμα μεταξύ των εξασφαλιζόμενων σημείων της διεύθυνσης y- y. Οι ακραίες ροπές στη διεύθυνση z -z (θέση 0 και 9,3) είναι $M_z = -1,25 \text{KNm}$ και $M_z = 22,69 \text{KNm}$, οπότε $\psi_z = -0,05$, και $C_{m,z} = 0,6 + 0,4 \times (-0,05) = -0,598$, ήτοι $C_{m,z} = 0,6$.

Ομοίως, $C_{m,LT}=0,9$.

$$k_{yy} = C_{my} \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,9 \times \left[1 + (0,317 - 0,2) \frac{852}{0,973 \times 334,20 \times 23,5 / 1,0} \right] =$$

$$= 0,912 \leq C_{my} \left[1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,90 \times \left[1 + 0,8 \frac{852}{0,973 \times 334,20 \times 23,5 / 1,0} \right] = 0,98$$

$$k_{zy} = 1 \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} = 1 \frac{0,1 \times 0,759}{(0,9 - 0,25)} \frac{852}{334,20 \times 23,5 / 1,0} = 0,983$$

$$\geq 1 \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{852}{0,973 \times 334,20 \times 23,5 / 1,0} = 0,983$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left[1 + (2 \bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,6 \left[1 + (2 \times 0,759 - 0,6) \frac{852}{0,977 \times 334,20 \times 23,5 / 1,0} \right] =$$

$$= 0,659 \leq C_{mz} \left[1 + 1,4 \frac{852}{0,973 \times 334,20 \times 23,5 / 1,0} \right] = 0,72$$

$$k_{yz} = 0,6 k_{zz} = 0,3954$$

Επομένως οι έλεγχοι λαμβάνουν τη μορφή:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 = 0,1115 + 0,958 + 0,024 = 1,09$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 = 0,145 + 1,033 + 0,041 = 1,219$$

Επομένως ο φορέας αστοχεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

3.7.2 Ράβδοι πλήρωσης ζευκτού διατομής 2UPN120 (χωρικό πλαίσιο, 1^η επίλυση)

A. Στοιχεία διατομής

$$\begin{aligned} h &= 120mm & W_{el,y} &= 60,7cm^3 \\ b &= 55mm & W_{pl,y} &= 72,6cm^3 \\ d &= 82mm & i_y &= 4,62cm \\ t_w &= 7mm & I_z &= 43,2cm^4 \\ t_f &= 9mm & W_{el,z} &= 11,1cm^3 \\ r_{min} &= 9mm & W_{pl,z} &= 21,2cm^3 \\ A &= 17,00cm^2 & i_z &= 1,59cm \\ I_y &= 364cm^4 & Y_s &= 16mm \end{aligned}$$

Σε ότι αφορά στη γεωμετρία των ράβδων πλήρωσης, αυτές μορφώνονται από δύο UPN120 σε διάταξη] [, που τοποθετούνται σε απόσταση $a=310mm$ μεταξύ τους. Η σύνδεση των δύο UPN120 γίνεται με ζεύγη παρεμβλημάτων διαστάσεων $390mm \times 10mm$ συγκολλημένων ανά αποστάσεις στα δύο πέλματα των U.

B. Κατάταξη διατομής

$$e = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Πέλμα (υπόκειται σε θλίψη)

$$c = b - t_w - r = 55 - 7 - 9 = 39mm$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{39}{9} = 4,33 < 9\varepsilon = 9 \text{ Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1.}$$

Κορμός (υπόκειται σε θλίψη)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{82}{7} = 11,71 < 33\varepsilon = 33 \text{ Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.}$$

Εφόσον τόσο ο κορμός όσο και το πέλμα ανήκουν στην κατηγορία 1, όλη η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Γ. Εφελκυσμός

Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψε ότι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη αναπτύσσεται στην τρίτη από δεξιά διαγώνια ράβδο πλήρωσης στο κύριο πλαίσιο Νο 3, στο συνδυασμό F23COMB2 και είναι ίση με 1059,5KN.

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 17 \times 23,5}{1,0} = 799KN < 1059,5KN$$

Δ. Θλίψη

Οι ράβδοι πλήρωσης αποτελούν αμφιαρθρωτές διμελείς διατομές. Με βάση την παράγραφο 6.4.4 του EC.3-1-1, για να ελεγχθεί η διατομή ως ενιαίο μεμονωμένο μέλος θα πρέπει η απόσταση μεταξύ των μέσων των λεπίδων σύνδεσης να είναι μικρότερη από $15i_{\min}$, όπου $i_{\min}$ η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας του ενός U. Επειδή ισχύει ότι $l = 70cm > 15 \times i_{\min} = 15 \times i_z = 15 \times 1,59 = 23,85cm$, η διατομή θα διαστασιολογηθεί ως διμελής.

- Υπολογισμός αντοχής του σύνθετου μέλους σε καθολικό λυγισμό

Μήκος λυγισμού:

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 3,250m$$

Καμπύλες λυγισμού

Από τον πίνακα 6.2 του EC.3-1-1, για πρότυπη διατομή [και χάλυβα S235, οι καμπύλες λυγισμού θα είναι:

Περί τον άξονα y-y η c (συντελεστής απωλειών $\alpha=0,49$)

Περί τον άξονα z-z η c(συντελεστής απωλειών $\alpha=0,49$)

Υπολογισμός αντοχής σε θλίψη στον άξονα y – y

Λυγηρότητα

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{325}{4,62} = 70,35$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{70,35}{93,9} = 0,749, \text{ όπου } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

Μειωτικός συντελεστής χ

Για λυγισμό περί τον άξονα y - y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,915 \sqrt{0,915^2 - 0,749^2}} = 0,694 \leq 1,0, \text{ όπου}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,749 - 0,2) + 0,749^2 \right] = 0,915$$

Συνεπώς η αντοχή σε θλίψη θα δίνεται από τη σχέση:

$$N_{y,b,Rd} = \frac{\chi_y \times n \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,694 \times 2 \times 17 \times 23,5}{1,0} = 554,55KN$$

Υπολογισμός αντοχής σε θλίψη στον άξονα z – z

Προσδιορισμός ροπής αδρανείας σύνθετης διατομής

$I_1 = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2I_{ch,z} = 0,5 \times 34,2^2 \times 17,00 + 2 \times 43,2 = 10.028,34 \text{ cm}^4$, όπου h_0 είναι η απόσταση μεταξύ των Κ.Β των δύο U, ίση προς $h_0 = 2 \times Y_s + 31 = 34,2 \text{ cm}$.

Η λυγηρότητα σε αυτό τον άξονα θα είναι:

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_0} = \frac{325}{17,17} = 18,93, \text{ όπου } i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}} = \sqrt{\frac{10028,34}{2 \times 17}} = 17,17 \text{ cm}$$

Από τον πίνακα 6.8 του EC.3-1-1 προκύπτει για $\lambda=14,96 < 75$ ότι ο συντελεστής αποτελεσματικότητας έχει τιμή ίση με 1. Επομένως, η ενεργός ροπή αδρανείας της διατομής είναι ίση με $I_{eff} = I_1 = 10028,34 \text{ cm}^4$.

Υπολογισμός διατμητικής δυσκαμψίας του σύνθετου μέλους

Ροπή αδρανείας λεπίδων:

$$I_b = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{1 \times 12^3}{12} = 144 \text{ cm}^4, \text{ όπου } h \text{ το πάχος της λεπίδας και } b \text{ το πλάτος.}$$

$$S_v = \frac{24EI_{ch,z}}{a^2 \left(1 + \frac{2I_{ch,z} h_0}{nI_b a} \right)} = \frac{24 \times 21000 \times 43,2}{50^2 \times \left(1 + \frac{2 \times 43,2 \times 34,2}{2 \times 144 \times 50} \right)} = 7.226,29 \text{ KN} \leq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} =$$

$\frac{2\pi^2 \times 21000 \times 43,2}{50^2} = 7.162,96 \text{ KN}$, όπου a η καθαρή απόσταση μεταξύ των λεπίδων, ίση προς 50cm.

Ιδεατό κρίσιμο φορτίο σύνθετης διατομής θεωρούμενης ως μονομελούς

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(k_z \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 10.028,34}{(1 \times 325)^2} = 19.678,02 \text{ KN}$$

Ιδεατό κρίσιμο φορτίο σύνθετης διατομής λαμβάνοντας υπόψη τη διατμητική παραμόρφωση

$$\overline{N}_{cr} = N_{cr} \times \frac{1}{1 + \frac{N_{cr}}{S_v}} = 19.678,02 \times \frac{1}{1 + \frac{19.678,02}{7.162,96}} = 5.251,41 \text{ KN}$$

Υπολογισμός ανηγμένης λυγηρότητας

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2 \times A_{ch} \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2 \times 17 \times 23,5}{5.251,41}} = 0,39$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\overline{\lambda}_z - 0,2) + \overline{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,39 - 0,2) + 0,39^2 \right] = 0,623$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,623 + \sqrt{0,623^2 - 0,29^2}} = 0,902 \leq 1,0$$

Η αντοχή σε θλίψη στον άξονα z – z θα δίνεται από τη σχέση:

$$N_{z,b,Rd} = \frac{\chi_z \times n \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,902 \times 2 \times 17 \times 23,5}{1,0} = 720,70KN$$

Συνεπώς, η αντοχή του σύνθετου μέλους σε καθολικό λυγισμό θα είναι η ελάχιστη των δύο, δηλαδή $N_{Rd} = \min\{N_{y,b,Rd} \quad N_{z,b,Rd}\} = 554,55KN$

- Υπολογισμός αντοχής σε τοπικό λυγισμό

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.4.3 του EC.3-1-1, στην περίπτωση θλιβόμενων μελών με λεπίδες σύνδεσης, τα πέλματα, οι λεπίδες σύνδεσης και οι συνδέσεις τους με τα πέλματα πρέπει να ελέγχονται για τις πραγματικές ροπές και δυνάμεις σε ένα ακραίο φάτνωμα και στο μέσο του μήκους.

Ο έλεγχος θα γίνει για τη μικρότερη από τις αντοχές σε καθολικό λυγισμό, αφού από εκεί και πάνω λαμβάνει χώρα αστοχία σε καθολικό λυγισμό.

Υπολογισμός αρχικής ατέλειας

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.4.1 του EC.3-1-1, η αρχική ατέλεια της διατομής θα είναι ίση με

$$e_0 = \frac{L}{500} = \frac{325}{500} = 0,65cm$$

Υπολογισμός προκύπτουσας ροπής στο δυσμενές μέλος της ράβδου πλήρωσης (ροπή δευτέρας τάξης)

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{560 \times 0,65}{1 - \frac{560}{5.251,45} - \frac{560}{7.162,96}} = 446,52KNcm$$

Η μέγιστη τέμνουσα είναι:

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} = \pi \frac{446,52}{325} = 4,3KN$$

Η μέγιστη διατμητική δύναμη σε κάθε μέλος της ράβδου πλήρωσης είναι:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{4,3}{2} = 2,15KN$$

Υπολογισμός μέγιστης αξονικής δύναμης σχεδιασμού στο δυσμενέστερο μέλος της ράβδου πλήρωσης

$$N_{ch,Ed} = 0,5N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} = 0,5 \times 590 + \frac{446,52 \times 34,2 \times 17}{2 \times 10.028,34} = 292,94KN$$

Υπολογισμός ροπής στη σύνδεση του U με τη λεπίδα σύνδεσης

$$M_{ch,Ed} = V_{Ed} \times \frac{a}{2} = 2,15 \times \frac{50}{2} = 53,95KNcm$$

Υπολογισμός ιδεατού φορτίου Euler για το δεδομένο μήκος λυγισμού

$$N_{ch,cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z \times \frac{a}{2})^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 43,2}{(1 \times 25)^2} = 14.325,93KN$$

Υπολογισμός ανηγμένης λυγηρότητας μεμονωμένου μέλους στον άξονα z – z

$$\lambda_z = \frac{k_z \times L_z}{i_z} = \frac{2 \times 50}{1,59} = 31,45, \text{ όπου } k_z \text{ είναι ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους.}$$

Θεωρώντας το μέλος πρόβολο και εξετάζοντας το μεταξύ της λεπίδας και του μέσου της απόστασης με την επόμενη, η τιμή του κ θα είναι ίση με 2 και του L_z το ήμισυ της απόστασης μεταξύ των δύο λεπίδων.

Η ανηγμένη λυγηρότητα θα είναι:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{31,45}{93,9} = 0,335$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή χ_z

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,21 \times (0,335 - 0,2) + 0,335^2] = 0,57$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,335^2}} = 0,97 \leq 1,0$$

Η πλαστική ροπή αντοχής έναντι καθαρής κάμψης στον άξονα z – z είναι:

$$M_{ch,pl,Rd,z} = \frac{W_{ch,pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{21,2 \times 23,5}{1,0} = 498,2KNcm$$

Η θεωρητική αντοχή σε αξονικό φορτίο χωρίς τη θεώρηση λυγισμού είναι

$$N_{ch,pl,Rd,z} = \frac{A_{ch,pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{17 \times 23,5}{1,0} = 399,5KN$$

Έλεγχος αλληλεπίδρασης αξονικού φορτίου

Για να μην αστοχεί το μεμονωμένο μέλος από τοπικό λυγισμό θα πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα:

$$\frac{N_{ch,Ed}}{\chi_z \times N_{ch,pl,Rd,z}} + \frac{k_{zz} \times M_{ch,Ed}}{M_{ch,pl,Rd,z}} \leq 1$$

Προσδιορισμός συντελεστή k_{zz}

Ο προσδιορισμός του εν λόγω συντελεστή θα γίνει με την 1^η μέθοδο, οπότε:

$$\begin{aligned} C_{mi,z} &= 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}} = \\ &= 0,79 + 0,21 \times 0 + 0,36 \times (0 - 0,33) \frac{292,94}{14325,93} = 0,783, \text{ όπου } \psi=0 \text{ αφού στο} \end{aligned}$$

μέσο της απόστασης η τιμή της ροπής είναι ίση με 0.

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \times \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{292,94}{14325,93}}{1 - 0,97 \times \frac{292,94}{14325,93}} = 0,999$$

$$k_{zz} = C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = 0,787 \times \frac{0,999}{1 - \frac{292,94}{14325,93}} = 0,799$$

Επομένως η σχέση αλληλεπίδρασης λαμβάνει τη μορφή:

$$\frac{292,94}{0,97 \times 399,5} + \frac{0,799 \times 53,95}{498,2} = 0,76 + 0,09 = 0,85 < 1.$$

Δηλαδή η αστοχία του σύνθετου μέλους επέρχεται σε καθολικό λυγισμό

Έλεγχος αντοχής: Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψε ότι η μέγιστη θλιπτική δύναμη αναπτύσσεται στην τρίτη από δεξιά διαγώνια ράβδο πλήρωσης του ζευκτού στο κύριο πλαίσιο Νο 2, στο συνδυασμό F23COMB11 και είναι ίση με -890,63KN, την οποία και καλούνται να παραλάβουν τα 2 UNP. Θα ισχύει ότι

$$N_{Ed} = 882KN > N_{Rd} = 554,51KN, \text{ δηλαδή το μέλος αστοχεί.}$$

3.7.3 Τριγωνική ενίσχυση ακραίου κόμβου διατομής HEA 320 (χωρικό προσομοίωμα, 1^η επίλυση)

A. Στοιχεία διατομής

$h = 310mm$	$W_{el,y} = 1.479cm^3$
$b = 300mm$	$W_{pl,y} = 1628cm^3$
$d = 225mm$	$i_y = 13,58cm$
$t_w = 9mm$	$I_z = 6.985cm^4$
$t_f = 15,5mm$	$W_{el,z} = 465,7cm^3$
$r = 27mm$	$W_{pl,z} = 709,7cm^3$
$A = 124,40cm^2$	$i_z = 7,49cm$
$I_y = 22.930cm^4$	

B. Κατάταξη διατομής

$$e = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Πέλμα (υπόκειται σε θλίψη)

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{300 - 9}{2} - 27 = 118,5mm$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{118,25}{15,5} = 7,64 < 9\varepsilon = 9 \text{ Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1.}$$

Κορμός (υπόκειται σε θλίψη)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{225}{9} = 25 < 33\varepsilon = 33 \text{ Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.}$$

Εφόσον τόσο ο κορμός όσο και το πέλμα ανήκουν στην κατηγορία 1, όλη η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Ισοδύναμα μήκη λυγισμού

Διεύθυνση y-y

Στη διεύθυνση αυτή το ισοδύναμο μήκος λυγισμού θα είναι ίσο με $L_{cr,y} = 6,55m$ (ο ισχυρός άξονας είναι στην εγκάρσια διεύθυνση και δεν υπάρχει ενδιάμεση στήριξη).

Διεύθυνση z-z

Στη διεύθυνση αυτή υπάρχει ενδιάμεση στήριξη από τις δύο ράβδους πλήρωσης διατομής 2UPN120 λίγο πριν το μέσο της τριγωνικής ενίσχυσης, οπότε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού θα είναι ίσο με το μεγαλύτερο από τα δύο τμήματα $L_{cr,z} = 3,28m$.

Καμπύλες λυγισμού

Από τον πίνακα 6.2 του EC.3-1-1, για πρότυπη διατομή διπλού ταυ, χάλυβα S235,

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1,03 < 1,2 \\ t_f = 15,5mm < 100mm \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Οι καμπύλες λυγισμού θα είναι:}$$

Περί τον άξονα y-y η b (συντελεστής απωλειών $\alpha=0,34$)

Περί τον άξονα z-z η c(συντελεστής απωλειών $\alpha=0,49$)

Λυγηρότητες

Διεύθυνση y-y

Η λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{655}{13,58} = 48,23$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{48,23}{93,9} = 0,514, \text{ όπου } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 93,9$$

Διεύθυνση z-z

Η λυγηρότητα ως προς τον άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{340}{7,49} = 45,39$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{45,39}{93,9} = 0,483$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Για λυγισμό περί τον άξονα y - y

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \overline{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,685 + \sqrt{0,685^2 - 0,514^2}} = 0,879 < 1,0, \text{ όπου}$$

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\overline{\lambda}_y - 0,2) + \overline{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34 \times (0,514 - 0,2) + 0,514^2 \right] = 0,685$$

Για λυγισμό περί τον άξονα z - z

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,686 + \sqrt{0,686^2 - 0,483^2}} = 0,852 < 1,0, \text{ όπου}$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\overline{\lambda}_z - 0,2) + \overline{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,483 - 0,2) + 0,483^2 \right] = 0,686$$

Αντοχή σε θλίψη

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,852 \times 124,4 \times 23,5}{1,0} = 2.490,74 \text{ KN}$$

Έλεγχος αντοχής: Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψε ότι η μέγιστη θλιπτική δύναμη αναπτύσσεται στο κύριο πλαίσιο No 3, στο συνδυασμό F23COMB12 και είναι ίση με -1351,6KN. Θα ισχύει ότι $N_{Ed} = 1351 \text{ KN} < N_{Rd} = 2.490,74 \text{ KN}$, δηλαδή το μέλος αστοχεί.

3.7.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας Λ διατομής 2UPN160 (χωρικό προσομοίωμα, 1^η επίλυση)

A. Στοιχεία διατομής

$$h = 160 \text{ mm} \quad W_{el,y} = 116 \text{ cm}^3$$

$$b = 65 \text{ mm} \quad W_{pl,y} = 138 \text{ cm}^3$$

$$d = 115 \text{ mm} \quad i_y = 6,21 \text{ cm}$$

$$t_w = 7,5 \text{ mm} \quad I_z = 85,3 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 10,5 \text{ mm} \quad W_{el,z} = 18,3 \text{ cm}^3$$

$$r_{\min} = 10,5 \text{ mm} \quad W_{pl,z} = 35,2 \text{ cm}^3$$

$$A = 24,00 \text{ cm}^2 \quad i_z = 1,89 \text{ cm}$$

$$I_y = 925 \text{ cm}^4 \quad Y_s = 184 \text{ mm}$$

Σε ότι αφορά στη γεωμετρία των ράβδων πλήρωσης, αυτές μορφώνονται από δύο UPN160 σε διάταξη] [, που τοποθετούνται σε απόσταση $a=182 \text{ mm}$ μεταξύ τους. Η

σύνδεση των δύο UPN160 γίνεται με ζεύγη παρεμβλημάτων διαστάσεων 290mm×15mm συγκολλημένων ανά αποστάσεις στα δύο πέλματα των U.

B. Κατάταξη διατομής

$$e = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Πέλμα (υπόκειται σε θλίψη)

$$c = b - t_w - r = 65 - 7,5 - 10,5 = 47mm$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{47}{10,5} = 4,47 < 9\varepsilon = 9 \text{ Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1.}$$

Κορμός (υπόκειται σε θλίψη)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{115}{7,5} = 15,33 < 33\varepsilon = 33 \text{ Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.}$$

Εφόσον τόσο ο κορμός όσο και το πέλμα ανήκουν στην κατηγορία 1, όλη η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Γ. Εφελκυσμός

Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψε ότι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη αναπτύσσεται στο δεξί κλάδο του συνδέσμου που βρίσκεται στο πρώτο φάτνωμα κάτω και είναι ίση με 466,13KN.

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 24 \times 23,5}{1,0} = 1.128KN > 466,13KN$$

Δ. Θλίψη

Επειδή ισχύει ότι $l = 70cm > 15 \times i_{min} = 15 \times i_z = 15 \times 1,89 = 28,35cm$, η διατομή θα διαστασιολογηθεί ως διμελής.

- Υπολογισμός αντοχής του σύνθετου μέλους σε καθολικό λυγισμό

Μήκος λυγισμού:

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 4,85m$$

Καμπύλες λυγισμού

Από τον πίνακα 6.2 του EC.3-1-1, για πρότυπη διατομή [και χάλυβα S235, οι καμπύλες λυγισμού θα είναι:

Περί τον άξονα y-y η c (συντελεστής απωλειών $\alpha=0,49$)

Περί τον άξονα z-z η c(συντελεστής απωλειών $\alpha=0,49$)

Υπολογισμός αντοχής σε θλίψη στον άξονα y – y

Λυγηρότητα

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{485}{6,21} = 78,10$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{78,10}{93,9} = 0,832$$

Μειωτικός συντελεστής χ

Για λυγισμό περί τον άξονα y - y

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \overline{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1 + \sqrt{1^2 - 0,832^2}} = 0,642 < 1,0, \text{ όπου}$$

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\overline{\lambda}_y - 0,2) + \overline{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,832 - 0,2) + 0,832^2 \right] = 1$$

Συνεπώς η αντοχή σε θλίψη θα δίνεται από τη σχέση:

$$N_{y,b,Rd} = \frac{\chi_y \times n \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,643 \times 2 \times 24 \times 23,5}{1,0} = 724,18 \text{ KN}$$

Υπολογισμός αντοχής σε θλίψη στον άξονα z - z

Προσδιορισμός ροπής αδρανείας σύνθετης διατομής

$I_1 = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 I_{ch,z} = 0,5 \times 21,88^2 \times 24,00 + 2 \times 85,3 = 5.915,41 \text{ cm}^4$, όπου h_0 είναι η απόσταση μεταξύ των Κ.Β των δύο U, ίση προς $h_0 = 2 \times Y_s + 182 = 21,88 \text{ cm}$.

Η λυγηρότητα σε αυτό τον άξονα θα είναι:

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_0} = \frac{485}{11,1} = 43,69, \text{ όπου } i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2 A_{ch}}} = \sqrt{\frac{5.915,41}{2 \times 24}} = 11,1 \text{ cm}$$

Από τον πίνακα 6.8 του EC.3-1-1 προκύπτει για $\lambda = 43,69 < 75$ ότι ο συντελεστής αποτελεσματικότητας έχει τιμή ίση με 1. Επομένως, η ενεργός ροπή αδρανείας της διατομής είναι ίση με $I_{eff} = I_1 = 5.915,41 \text{ cm}^4$.

Υπολογισμός διατμητικής δυσκαμψίας του σύνθετου μέλους

Ροπή αδρανείας λεπίδων:

$I_b = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{1 \times 15^3}{12} = 281,25 \text{ cm}^4$, όπου h το πάχος της λεπίδας και b το πλάτος.

$$S_v = \frac{24 E I_{ch,z}}{a^2 \left[1 + \frac{2 I_{ch,z}}{n I_b} \frac{h_0}{a} \right]} = \frac{24 \times 21000 \times 85,3}{45^2 \times \left[1 + \frac{2 \times 85,3}{2 \times 281,25} \frac{21,88}{45} \right]} = 18.501,9 \text{ KN} \leq \frac{2 \pi^2 E I_{ch}}{a^2} =$$

$$= \frac{2 \pi^2 \times 21000 \times 85,3}{45^2} = 17.461 \text{ KN}, \text{ όπου } a \text{ η καθαρή απόσταση μεταξύ των}$$

λεπίδων, ίση προς 45cm.

Ιδεατό κρίσιμο φορτίο σύνθετης διατομής θεωρούμενης ως μονομελούς

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(k_z \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 5.915,41}{(1 \times 485)^2} = 5.206,91 KN$$

Ιδεατό κρίσιμο φορτίο σύνθετης διατομής λαμβάνοντας υπόψη τη διατμητική παραμόρφωση

$$\overline{N}_{cr} = N_{cr} \times \frac{1}{1 + \frac{N_{cr}}{S_v}} = 5.206,91 \times \frac{1}{1 + \frac{5.206,91}{17.461}} = 4.010,86 KN$$

Υπολογισμός ανηγμένης λυγηρότητας

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2 \times A_{ch} \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2 \times 24 \times 23,5}{4.010,86}} = 0,53$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\overline{\lambda}_z - 0,2) + \overline{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,53 - 0,2) + 0,53^2 \right] = 0,721$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,721 + \sqrt{0,721^2 - 0,53^2}} = 0,827 < 1,0$$

Η αντοχή σε θλίψη στον άξονα z – z θα δίνεται από τη σχέση:

$$N_{z,b,Rd} = \frac{\chi_z \times n \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,827 \times 2 \times 24 \times 23,5}{1,0} = 932,85 KN$$

Συνεπώς, η αντοχή του σύνθετου μέλους σε καθολικό λυγισμό θα είναι η ελάχιστη των δύο, δηλαδή $N_{Rd} = \min\{N_{y,b,Rd} \quad N_{z,b,Rd}\} = 724,18 KN$

- Υπολογισμός αντοχής σε τοπικό λυγισμό

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.4.3 του EC.3-1-1, στην περίπτωση θλιβόμενων μελών με λεπίδες σύνδεσης, τα πέλματα, οι λεπίδες σύνδεσης και οι συνδέσεις τους με τα πέλματα πρέπει να ελέγχονται για τις πραγματικές ροπές και δυνάμεις σε ένα ακραίο φάτνωμα και στο μέσο του μήκους.

Ο έλεγχος θα γίνει για τη μικρότερη από τις αντοχές σε καθολικό λυγισμό, αφού από εκεί και πάνω λαμβάνει χώρα αστοχία σε καθολικό λυγισμό.

Υπολογισμός αρχικής ατέλειας

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.4.1 του EC.3-1-1, η αρχική ατέλεια της διατομής θα είναι ίση με

$$e_0 = \frac{L}{500} = \frac{485}{500} = 0,97 cm$$

Υπολογισμός προκύπτουσας ροπής στο δυσμενές μέλος της ράβδου πλήρωσης (ροπή δευτέρας τάξης)

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{725 \times 0,97}{1 - \frac{725}{5.206,91} - \frac{725}{17.461}} = 858,42 \text{ KNcm}$$

Η μέγιστη τέμνουσα είναι:

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} = \pi \frac{858,42}{485} = 5,56 \text{ KN}$$

Η μέγιστη διατμητική δύναμη σε κάθε μέλος της ράβδου πλήρωσης είναι:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{5,56}{2} = 2,78 \text{ KN}$$

Υπολογισμός μέγιστης αξονικής δύναμης σχεδιασμού στο δυσμενέστερο μέλος της ράβδου πλήρωσης

$$N_{ch,Ed} = 0,5N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} = 0,5 \times 725 + \frac{858,42 \times 21,88 \times 24}{2 \times 5.915,41} = 400,6 \text{ KN}$$

Υπολογισμός ροπής στη σύνδεση του U με τη λεπίδα σύνδεσης

$$M_{ch,Ed} = V_{Ed} \times \frac{a}{2} = 2,78 \times \frac{45}{2} = 62,55 \text{ KNcm}$$

Υπολογισμός ιδεατού φορτίου Euler για το δεδομένο μήκος λυγισμού

$$N_{ch,cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z \times \frac{a}{2})^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 85,3}{(1 \times 22,5)^2} = 34.922,31 \text{ KN}$$

Υπολογισμός ανηγμένης λυγηρότητας μεμονωμένου μέλους στον άξονα z – z

$$\lambda_z = \frac{k_z \times L_z}{i_z} = \frac{2 \times 22,5}{1,89} = 23,81, \text{ όπου } k_z \text{ είναι ο συντελεστής ισοδύναμου}$$

μήκους. Θεωρώντας το μέλος πρόβολο και εξετάζοντας το μεταξύ της λεπίδας και του μέσου της απόστασης με την επόμενη, η τιμή του κ θα είναι ίση με 2 και του L_z το ήμισυ της απόστασης μεταξύ των δύο λεπίδων.

Η ανηγμένη λυγηρότητα θα είναι:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{23,81}{93,9} = 0,254$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή χ_z

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,254 - 0,2) + 0,254^2 \right] = 0,545$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,545 + \sqrt{0,545^2 - 0,254^2}} = 0,973 < 1,0$$

Η πλαστική ροπή αντοχής έναντι καθαρής κάμψης στον άξονα z – z είναι:

$$M_{ch,pl,Rd,z} = \frac{W_{ch,pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{35,2 \times 23,5}{1,0} = 827,2 \text{KNcm}$$

Η θεωρητική αντοχή σε αξονικό φορτίο χωρίς τη θεώρηση λυγισμού είναι

$$N_{ch,pl,Rd,z} = \frac{A_{ch,pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24 \times 23,5}{1,0} = 564 \text{KN}$$

Έλεγχος αλληλεπίδρασης αξονικού φορτίου

Για να μην αστοχεί το μεμονωμένο μέλος από τοπικό λυγισμό θα πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα:

$$\frac{N_{ch,Ed,z}}{\chi_z \times N_{ch,pl,Rd,z}} + \frac{k_{zz} \times M_{ch,Ed,z}}{M_{ch,pl,Rd,z}} \leq 1$$

Προσδιορισμός συντελεστή k_{zz}

Ο προσδιορισμός του εν λόγω συντελεστή θα γίνει με την 1^η μέθοδο, οπότε:

$$C_{mi,z} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}} =$$

$$= 0,79 + 0,21 \times 0 + 0,36 \times (0 - 0,33) \frac{400,6}{34.922,92} = 0,78, \text{ όπου το } \psi = 0 \text{ αφού}$$

στο μέσο της απόστασης η τιμή της ροπής είναι ίση με 0.

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \times \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{400,6}{34.922,92}}{1 - 0,973 \times \frac{400,6}{34.922,92}} = 0,999$$

$$k_{zz} = C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = 0,78 \times \frac{0,999}{1 - \frac{400,6}{34.922,92}} = 0,795$$

Επομένως η σχέση αλληλεπίδρασης λαμβάνει τη μορφή:

$$\frac{400,6}{0,973 \times 564} + \frac{0,795 \times 62,55}{827,2} = 0,73 + 0,06 = 0,79 < 1.$$

Δηλαδή η αστοχία του σύνθετου μέλους επέρχεται σε καθολικό λυγισμό

Από την ανάλυση του προγράμματος προέκυψε ότι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη αναπτύσσεται στον αριστερό κλάδο του συνδέσμου που βρίσκεται στο πρώτο φάντωμα κάτω κάτω και είναι ίση με -467,18KN. Επομένως $N_{Ed} = 467,18 \text{KN} < N_{Rd} = 724,18 \text{KN}$, δηλαδή το μέλος επαρκεί.

4 Έλεγχος φορέα υπό τα φορτία του Ευρωκώδικα

4.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται η ανάλυση της εντατικής κατάστασης της κατασκευής, με βάση τις φορτίσεις και τους συνδυασμούς φορτίσεων που προβλέπονται στον Ευρωκώδικα 1. Σκοπός της ανάλυσης αυτής είναι αφενός να γίνει μια σύγκριση του αρχικού σχεδιασμού (ο οποίος είχε γίνει με τους Γερμανικούς Κανονισμούς που ίσχυαν κατά το χρόνο εκπόνησης της μελέτης (1992)) με το ισχύον σήμερα κανονιστικό πλαίσιο, για τον ίδιο όμως φορέα, και αφετέρου να προσδιοριστεί κατά Ευρωκώδικα πόσα χρόνια επαρκεί, με βάση την πιθανοτική θεώρηση του Ευρωκώδικα, η κατασκευή με την αυτή τιμή της καθίζησης (εφόσον αυτό είναι εφικτό).

Και στην περίπτωση αυτή η επίλυση έγινε αρχικά στο επίπεδο του πλαισίου και στη συνέχεια και με χωρικό προσομοίωμα.

4.2 Φορτίσεις και συνδυασμοί φόρτισης κατά Ευρωκώδικα

Η παρούσα επίλυση περιλαμβάνει φορτίσεις και συνδυασμούς που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα 1. Πιο συγκεκριμένα έχουν ληφθεί υπόψη:

α. Οι φορτίσεις από τα μόνιμα φορτία (ίδιο βάρος φέροντα οργανισμού, βάρος επικάλυψης και βάρος ΗΜ εξοπλισμού). Το ίδιο βάρος του φέροντα οργανισμού στην παρούσα ανάλυση δεν έχει μετατραπεί σε επικόμβιο όπως στην αρχική μελέτη αλλά έχει προσδιοριστεί απευθείας από το πρόγραμμα. Ο αναλυτικός υπολογισμός της φόρτισης από τα μόνιμα και κινητά φορτία έγινε με τη χρήση του EN 1991-1-1 και φαίνεται στο παράρτημα Α της παρούσα εργασίας.

β. Η φόρτιση λόγω γερανογέφυρας η οποία, και στην περίπτωση των επιλύσεων με τις αρχικές φορτίσεις, επιλέχθηκε να ασκηθεί στο πλαίσιο Νο 2. Επειδή πρόκειται για πολύ μικρή φόρτιση και καθώς υπάρχουν πολλές υποπεριπτώσεις στην ανεμοπίεση αποφασίστηκε, για λόγους απλοποίησης του προσομοιώματος, η φόρτιση λόγω γερανογέφυρας να προστεθεί στο ίδιο βάρος του φέροντα οργανισμού και να μην αντιμετωπιστεί ξεχωριστά. Για τον ίδιο λόγο η οριζόντια ώθηση της δεν ελήφθη υπόψη στους υπολογισμούς. Ο αναλυτικός υπολογισμός της φόρτισης της γερανογέφυρας έγινε με τη χρήση του EN 1991-3 και φαίνεται στο παράρτημα Α της παρούσα εργασίας.

γ. Η φόρτιση λόγω χιονιού, ο αναλυτικός υπολογισμός της οποίας φαίνεται στο παράρτημα Α, με βάση το EN 1991-1-3. Όπως και στην περίπτωση των φορτίσεων της αρχικής μελέτης, τα φορτία έχουν μετατραπεί σε επικόμβια. και ασκούνται στους κόμβους του ζευκτού, στο επίπεδο των αμοιβόντων.

δ. Η φόρτιση λόγω ανέμου, ο υπολογισμός της οποίας έγινε με βάση τα καθοριζόμενα στο EN 1991-1-4 και παρατίθεται στα παραρτήματα Α και Β και στην οποία εμπεριέχονται συνολικά δώδεκα περιπτώσεις. Και εδώ όπως και στη φόρτιση λόγω χιονιού, τα φορτία έχουν μετατραπεί σε επικόμβια και ασκούνται στους κόμβους του ζευκτού, στο επίπεδο των αμοιβόντων. Ο μεγάλος αριθμός υποπεριπτώσεων φόρτισης από τον άνεμο οφείλεται στους εξής λόγους:

Πρώτον, επειδή με την εισαγωγή της επιβαλλόμενης μετακίνησης στη μια πλευρά των κυρίων πλαισίων Νο 1, 2 και 3 η φόρτιση στο φορέα δεν είναι συμμετρική, δεν είναι επαρκές για την ανάλυση να ληφθούν υπόψη μόνο οι δύο ($\theta=0$ και $\theta=90$ για κλειστές θύρες υποστέγου) ή οι τρεις ($\theta=0$, $\theta=90$ και $\theta=-90$ για ανοικτές θύρες υποστέγου) διευθύνσεις του ανέμου αλλά είναι απαραίτητο να συνυπολογιστούν και οι υπόλοιπες περιπτώσεις.

Δεύτερον, λόγω του ότι στη ζώνη Ι της οριζόντιας στέγης οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης έχουν μπορεί να έχουν θετική ή αρνητική τιμή, διαμορφώθηκαν ανάλογα, όπου απαιτήθηκε, οι αντίστοιχες υποπεριπτώσεις.

ε. Η επιβαλλόμενη μετακίνηση λόγω καθίζησης (232mm στο ένα υποστύλωμα του πλαισίου Νο 1, 225mm στο ένα υποστύλωμα του πλαισίου Νο 2, 13mm στο ένα υποστύλωμα του πλαισίου Νο 3).

Στις φορτίσεις που ελήφθησαν υπόψη δε συμπεριλαμβάνεται η σεισμική καταπόνηση καθώς:

α. Στις επιλύσεις με τις αρχικές φορτίσεις οι συνδυασμοί που περιλαμβάνουν σεισμό δεν προκαλούν σχεδόν σε καμία περίπτωση αστοχία.

β. Ακόμη και στις ελάχιστες περιπτώσεις όπου παρατηρείται αστοχία από το σεισμικό συνδυασμό, ο τελευταίος δεν αποτελεί τον κρίσιμο συνδυασμό αστοχίας.

Όλοι οι συνδυασμοί που ελήφθησαν υπόψη στην παρούσα ανάλυση (πλην εκείνων της καθίζησης) καθώς και οι αντίστοιχοι επιμέρους συντελεστές κάθε φόρτισης ανά συνδυασμό αποτυπώνονται στον πίνακα 4.1. Οι συνδυασμοί της καθίζησης, προκύπτουν εάν σε κάθε ένα από τους ανωτέρω συνδυασμούς προστεθεί με συντελεστή μονάδα η φόρτιση της καθίζησης και εισάγονται στο πρόγραμμα με το πρόθεμα F.23. Για παράδειγμα, ο συνδυασμός με α/α 1 του πίνακα 4.1 (F.1.1) που συμπεριλαμβάνει και την καθίζηση συμβολίζεται ως F.23.1.1.

Πίνακας 4.1: Συνδυασμοί Φορτίσεων με εφαρμογή του Ευρωκώδικα

α/α	Ονομ. Συνδ.	Μόνιμα	Χιόνι	Άνεμος											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	F1.1	1,35	1,5	0,9											
2	F1.2	1,35	1,5		0,9										
3	F1.3	1,35	1,5			0,9									
4	F1.4	1,35	1,5				0,9								
5	F1.5	1,35	1,5					0,9							
6	F1.6	1,35	1,5						0,9						
7	F1.7	1,35	1,5							0,9					
8	F1.8	1,35	1,5								0,9				
9	F1.9	1,35	1,5									0,9			
10	F1.10	1,35	1,5										0,9		
11	F1.10	1,35	1,5											0,9	
12	F1.11	1,35	1,5												0,9
13	F2.1	1,35	0,75	1,5											
14	F2.2	1,35	0,75		1,5										
15	F2.3	1,35	0,75			1,5									
16	F2.4	1,35	0,75				1,5								
17	F2.5	1,35	0,75					1,5							
18	F2.6	1,35	0,75						1,5						

19	F2.7	1,35	0,75							1,5					
20	F2.8	1,35	0,75								1,5				
21	F2.9	1,35	0,75									1,5			
22	F2.10	1,35	0,75										1,5		
23	F2.11	1,35	0,75											1,5	
24	F2.11	1,35	0,75												1,5
25	F.3	1,35	1,5												
26	F.4.1	1,35		1,5											
27	F.4.2	1,35			1,5										
28	F.4.3	1,35				1,5									
29	F.4.4	1,35					1,5								
30	F.4.5	1,35						1,5							
31	F.4.6	1,35							1,5						
32	F.4.7	1,35								1,5					
33	F.4.8	1,35									1,5				
34	F.4.9	1,35										1,5			
35	F.4.10	1,35											1,5		
36	F1.11	1,35												1,5	
37	F.4.12	1,35													1,5
38	F.5.1	1		1,5											
39	F.5.2	1			1,5										
40	F.5.3	1				1,5									
41	F.5.4	1					1,5								
42	F.5.5	1						1,5							
43	F.5.6	1							1,5						
44	F.5.7	1								1,5					
45	F.5.8	1									1,5				
46	F.5.9	1										1,5			
47	F.5.10	1											1,5		
48	F5.11	1												1,5	
49	F.5.12	1													1,5

Στον παραπάνω πίνακα, οι αριθμοί κάτω από τη γραμμή του ανέμου συμβολίζουν:

- (3): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=0$ και κλειστή τη θύρα του υποστέγου.
(4): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=180$ και κλειστή τη θύρα του υποστέγου.
(5): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=90$, κλειστή τη θύρα του υποστέγου και θετική πίεση στη ζώνη Ι).
(6): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=90$, κλειστή τη θύρα του υποστέγου και αρνητική πίεση στη ζώνη Ι).
(7): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=-90$, κλειστή τη θύρα του υποστέγου και θετική πίεση στη ζώνη Ι).
(8): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=-90$, κλειστή τη θύρα του υποστέγου και αρνητική πίεση στη ζώνη Ι).
(9): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=0$ και ανοικτή τη θύρα του υποστέγου.
(10): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=180$ και τη θύρα του υποστέγου.

(11): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=90$, ανοικτή τη θύρα του υποστέγου και θετική πίεση στη ζώνη Ι).

(12): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=90$, ανοικτή τη θύρα του υποστέγου και αρνητική πίεση στη ζώνη Ι)

(13): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=-90$, ανοικτή τη θύρα του υποστέγου και θετική πίεση στη ζώνη Ι)

(14): Φόρτιση ανέμου για διεύθυνση $\theta=-90$, ανοικτή τη θύρα του υποστέγου και αρνητική πίεση στη ζώνη Ι)

Επιπρόσθετα, αναφορικά με τις τιμές των συντελεστών των μεταβλητών δράσεων αναφέρεται ότι:

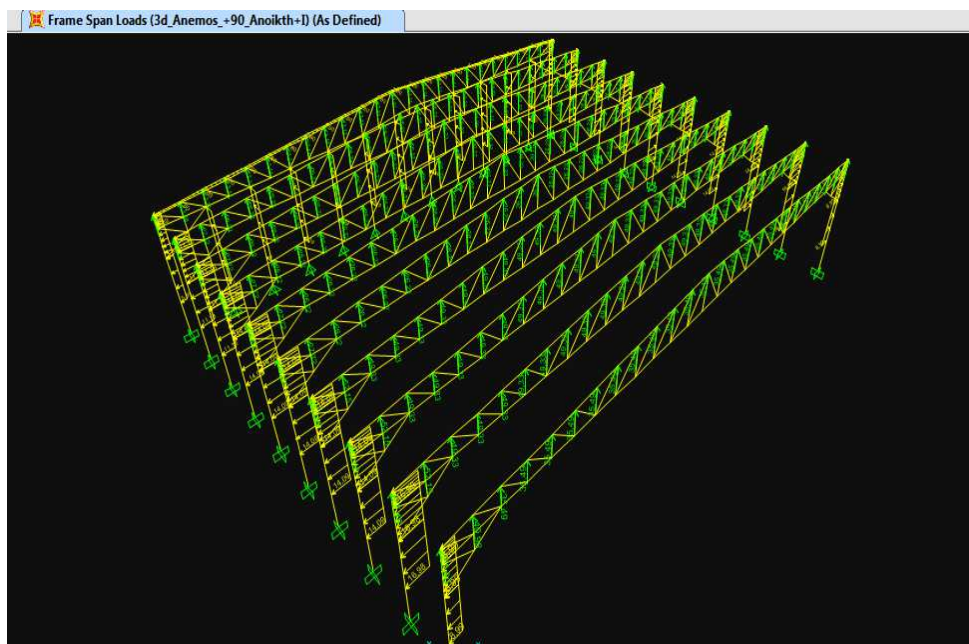
α. Στους συνδυασμούς όπου η κύρια μεταβλητή δράση είναι το χιόνι, ο συντελεστής του ανέμου προκύπτει κατόπιν εφαρμογής και του αντίστοιχου μειωτικού συντελεστή ψ και είναι ίσος με: $1,5 \times 0,6 = 0,9$.

β. Στους συνδυασμούς όπου η κύρια μεταβλητή δράση είναι ο άνεμος, ο συντελεστής του χιονιού είναι ίσος με: $1,5 \times 0,5 = 0,75$.

4.3 Επίλυση στο επίπεδο της όψης του πλαισίου

Αρχικά εισήχθησαν στο πρόγραμμα όλα τα δεδομένα για το δόμημα και μορφώθηκαν όλα τα κύρια πλαίσια του υποστέγου, χωρίς τους οριζόντιους, κατακόρυφους και εγκάρσιους συνδέσμους δυσκαμψίας όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.1. Ο λόγος που, σε αντίθεση με το μοντέλο της αρχικής φόρτισης, εισήχθησαν όλα τα κύρια πλαίσια είναι η σημαντική διαφοροποίηση της τιμής της ανεμοπίεσης από ζώνη σε ζώνη, τόσο για τους κατακόρυφους τοίχους όσο και για την οριζόντια στέγη.

Ακολούθησε η εισαγωγή όλων των δεδομένων για τις φορτίσεις (φορτία, & συνδυασμοί φορτίσεων του πίνακα 4.1) χωρίς όμως τη φόρτιση λόγω καθίζησης, προκειμένου να εντοπιστεί κατά πόσο οι υφιστάμενες διατομές του φορέα δύνανται να αναλάβουν τα φορτία του Ευρωκώδικα.



Σχήμα 4.1: Φορέας χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας φορτιζόμενος από την ανεμοπίεση (διεύθυνση +90 - ανοικτό μέτωπο)

Στη συνέχεια έγινε επίλυση του φορέα από την οποία προέκυψε ότι όλα τα κύρια μέλη του τελευταίου, εκτός από την τρίτη διαγώνια ράβδο πλήρωσης (από δεξιά και από αριστερά) στα πλαίσια 7, 8 και 9 επαρκούν σε όλες τις φορτίσεις με τις μέγιστες τιμές να εντοπίζονται στα τέσσερα πρώτα υποστυλώματα (πλαίσια Νο 10, 9, 8, 7) στους συνδυασμούς της ανεμοπίεσης από το ανοικτό μέτωπο (F.4.8, F.4.9, F.5.8, F.5.9). Στις φορτίσεις αυτές ο λόγος επάρκειας ανέρχεται σε 0,9 έως 0,92 περίπου. Επιπλέον, σε όλους τους υπόλοιπους συνδυασμούς ο φορέας παρουσιάζει από σημαντικά έως και μεγάλα περιθώρια αντοχών. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι στα υποστυλώματα της ανατολικής πλευράς Νο 2 και 3 που παρουσιάζουν καθίζηση, οι λόγοι επάρκειας λαμβάνουν την τιμή 0,62 (και στα δύο), επίσης στο συνδυασμό F.5.9. Επισημαίνεται ότι καθώς εισήχθησαν στο προσομοίωμα τα μετωπικά υποστυλώματα και οι ασκούμενες επ' αυτών εγκάρσιες φορτίσεις, είναι λογικό να αστοχούν τα περισσότερα μέλη του κυρίου πλαισίου Νο 1, γι' αυτό και αγνοήθηκε.

Έχοντας διαπιστώσει την επάρκεια σχεδόν όλων των κύριων μελών με τα φορτία του Ευρωκώδικα, πραγματοποιήθηκε νέα επίλυση στις δύο διαστάσεις, αυτή τη φορά με την καθίζηση, η οποία έδειξε τα εξής:

α. Στα υποστυλώματα των πλαισίων που βρίσκονται προς τη θύρα του υποστέγου δε μεταβλήθηκε η εντατική κατάσταση, η οποία όμως άλλαξε για τα υποστυλώματα που έχουν υποστεί καθίζηση. Πιο συγκεκριμένα, στο υποστυλόμε του κυρίου πλαισίου Νο 2 αυξήθηκε η εντατική κατάσταση και ο λόγος επάρκειας ανήλθε στο 0,725,

β. Τα μέλη του ζευκτού στα κύρια πλαίσια Νο 2 και 3 υφίστανται μικρή επιβάρυνση.

γ. Τα μετωπικά υποστυλώματα της πίσω όψης δέχονται σημαντική καταπόνηση αλλά εξακολουθούν να παρουσιάζουν σημαντικά περιθώρια αντοχής. Ο λόγος επάρκειας κυμαίνεται μεταξύ του 0,88 και του 0,92 ανάλογα με τη θέση του υποστυλώματος και την καθίζηση που τυχόν έχει υποστεί. Κρίσιμη φόρτιση είναι η F.6.4.10 (πριν την καθίζηση κρίσιμη ήταν η F.4.10), δηλαδή φορτίσεις με κύρια φόρτιση την ανεμοπίεση και διεύθυνση ανέμου προς την πίσω όψη.

4.4 Επίλυση του υποστέγου με χωρικό προσομοίωμα

Αρχικά συμπληρώθηκε το προσομοίωμα με την εισαγωγή των υπολοίπων μελών ήτοι των συνδέσμων δυσκαμψίας και πραγματοποιήθηκε νέα επίλυση από την οποία προέκυψαν τα κάτωθι:

α. Τα κύρια πλαίσια Νο 2 έως 4 παρουσιάζουν παρόμοια ή και δυσμενέστερη εντατική κατάσταση σε σχέση με το δυσδιάστατο προσομοίωμα. Αντίθετα, τα πλαίσια Νο 6 έως 10 παρουσιάζουν καλύτερη εικόνα τόσο σε σχέση με τα κύρια πλαίσια Νο 2 έως 4 όσο και σε σχέση με το δυσδιάστατο προσομοίωμα. Επομένως η επιρροή της καθίζησης στα μέλη των κύριων πλαισίων μειώνεται όσο πιο μακριά βρίσκονται από την καθίζηση.

β. Η δυσμενέστερη καταπόνηση εμφανίζεται στα μέλη του πλαισίου Νο 3, το ένα υποστυλόμε του οποίου παρουσιάζει μικρή διαφορική καθίζηση (13mm). Ειδικότερα:

- Το υποστυλόμε του εν λόγω πλαισίου που παρουσιάζει καθίζηση αστοχεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό σε δεκαοκτώ συνδυασμούς φόρτισης με καθίζησης και πιο συγκεκριμένα σε εκείνους που αφορούν κυρίως στα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και χιονιού). Είναι χαρακτηριστικό ότι το υποστυλόμε αστοχεί σε όλους του συνδυασμούς της ομάδας 1, πλην εκείνων της φόρτισης από το ανοικτό μέτωπο, όπου όμως επαρκεί οριακά (F.6.1.1, F.6.1.2, F.6.1.3, F.6.1.4, F.6.1.5, F.6.1.6, F.6.1.7.). Ο δυσμενέστερος συνδυασμός είναι ο F.6.1.3, ο οποίος δίνει λόγο επάρκειας 1,25.

- Οι διατομές του αμείβοντα, ιδιαίτερα στο ήμισυ του ζευκτού που βρίσκεται προς τη μεριά της καθίζησης, παρουσιάζουν σημαντική επιβάρυνση της έντασης τους, χωρίς όμως να παρατηρείται αστοχία. Αντίθετα, στο άλλο ήμισυ του ζευκτού η εντατική κατάσταση παραμένει ίδια με την αρχική, εκτός από τις διατομές που βρίσκονται προς τον κορφιά, όπου όμως η επιπόνηση δεν είναι ιδιαίτερα έντονη. Δυσμενέστεροι συνδυασμοί είναι οι F.6.1.1, F.6.1.2, F.6.1.3.

- Οι διατομές του ελκυστήρα στο ήμισυ του ζευκτού που βρίσκεται προς τη μεριά της καθίζησης παρουσιάζουν σημαντική επιβάρυνση της έντασης τους, χωρίς όμως να εντείνονται ιδιαίτερα (μέγιστος λόγος επάρκειας 0,51. Αντίθετα, στο άλλο ήμισυ του ζευκτού η εντατική κατάσταση παραμένει ίδια με την αρχική, εκτός από τις διατομές που βρίσκονται προς τον κορφιά, Δυσμενέστερος συνδυασμός είναι και πάλι ο F.6.1.3.

- Η θλίψη στην τριγωνική ενίσχυση στην πλευρά του υποστυλώματος που καθιζάνει σχεδόν διπλασιάζεται πάρα πολύ σε σχέση με πριν την καθίζηση αλλά έχει παρουσιάζει ακόμη μεγάλα περιθώρια μέχρι να αστοχήσει (λόγος επάρκειας 0,589 στο συνδυασμό F.6.1.).

- Η τριγωνική ενίσχυση στην άλλη πλευρά επηρεάζεται ελάχιστα από το φαινόμενο (λόγος επάρκειας 0,313 στο συνδυασμό F.6.1.2 έναντι 0,3 πριν την επιβολή της καθίζησης).

- Η τρίτη και τέταρτη (διατομής 2UPN120) από δεξιά διαγώνιες ράβδος πλήρωσης του ζευκτού αστοχούν ενώ ο δεύτερος από δεξιά ορθοστάτης επίσης διατομής 2UPN120, επιβαρύνεται σημαντικά από την καθίζηση, χωρίς όμως να αστοχεί. Δυσμενέστερος στις περισσότερες περιπτώσεις ο συνδυασμός F.6.1.1.

γ. Το κύριο πλαίσιο Νο 2, εμφανίζει παρόμοια εικόνα με εκείνη του κυρίου πλαισίου Νο 3. Πιο συγκεκριμένα:

- Το ένα υποστυλόμε του εν λόγω πλαισίου αστοχεί σε τρεις συνδυασμούς άνωσης (F.6.2.9, F.6.4.9, F.6.5.9) με δυσμενέστερο τον τελευταίο.

- Οι διατομές του αμείβοντα δεν επιβαρύνονται καθόλου.

- Οι διατομές του ελκυστήρα προς την πλευρά της καθίζησης επιβαρύνονται από την τελευταία, χωρίς όμως να εντείνονται ιδιαίτερα (λόγος επάρκειας 0,55), με δυσμενέστερος το συνδυασμό της άνωσης F.6.5.9.

- Η τριγωνική ενίσχυση στην πλευρά του υποστυλώματος που καθιζάνει επηρεάζεται αρκετά (λόγος επάρκειας 0,54 στο συνδυασμό F.6.5.9), ενώ η άλλη τριγωνική ενίσχυση δεν επηρεάζεται ουσιαστικά.

- Η τρίτη και η τέταρτη από δεξιά ράβδος πλήρωσης του ζευκτού, διατομής 2UPN120, αστοχούν σε θλίψη, στους περισσότερους συνδυασμούς της ανεμοπίεσης από το ανοικτό μέτωπο με καθίζηση. Και σε αυτό το πλαίσιο, η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση από όλες τις ράβδους πλήρωσης του ζευκτού παρουσιάζουν οι δυο διαγώνιοι και ο ένας ορθοστάτης που βρίσκονται μεταξύ της τριγωνικής ενίσχυσης και του 1^{ου} από δεξιά εγκάρσιου συνδέσμου δυσκαμψίας. Οι υπόλοιπες ράβδοι πλήρωσης δεν εντείνονται σημαντικά.

δ. Τα υποστυλώματα του κύριου πλαισίου Νο 1 δεν αστοχούν, με το αντίθετα ευρισκόμενο από την καθίζηση υποστυλόμε να παρουσιάζεται πιο επιβαρυνόμενο σε σχέση με το άλλο (λόγος επάρκειας 0,82 έναντι 0,725 εκείνου που καθιζάνει), με δυσμενέστερο το συνδυασμό F.6.2.3. Στο κύριο πλαίσιο Νο 1, η εξέλιξη της καθίζησης επιβαρύνει την εντατική κατάσταση ορισμένων ράβδων πληρώσεως του ζευκτού και στις δύο πλευρές του ζευκτού, σε όλες τις περιπτώσεις όμως οι ράβδοι πλήρωσης παρουσιάζουν μεγάλα περιθώρια αντοχών.

ε. Τα υποστυλώματα του κύριου πλαισίου Νο 4 δεν αστοχούν, όμως το προς τη μεριά της καθίζησης υποστυλόμε παρουσιάζεται αρκετά επιβαρυνόμενο σε σχέση με την πριν την καθίζηση κατάσταση (λόγος επάρκειας 0,88 έναντι 0,69), με δυσμενέστερο το

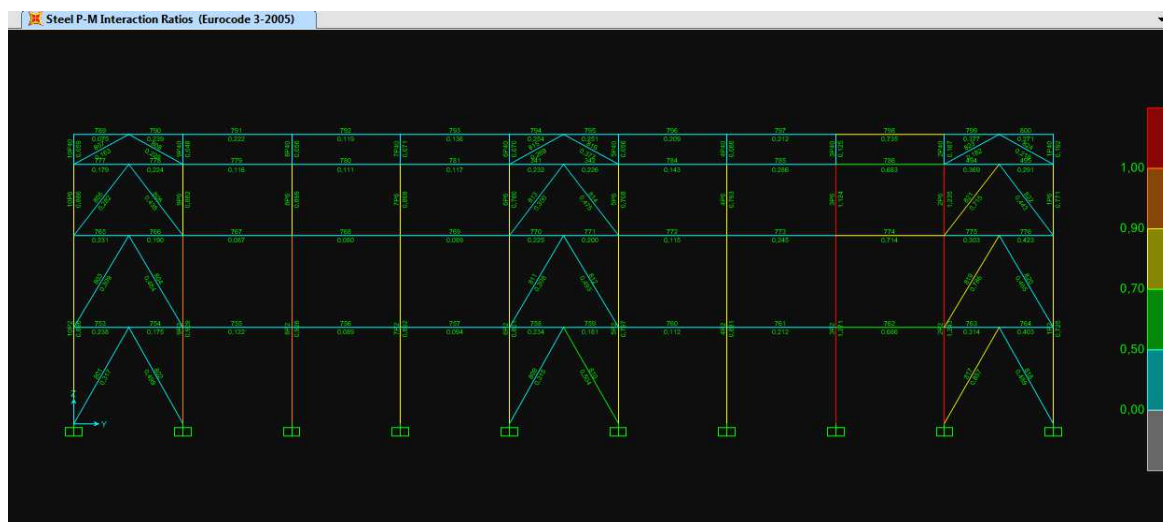
συνδυασμό F.6.1.1. Οι διαγώνιοι και οι ορθοστάτες του ζευκτού δεν επηρεάζονται από την καθίζηση και εμφανίζουν σημαντικά περιθώρια αντοχής.

στ. Τα υποστυλώματα στα κύρια πλαίσια Νο 5 έως και 10 δεν αστοχούν, παρουσιάζουν ικανοποιητικά περιθώρια αντοχής (λόγοι επάρκειας μεταξύ 0,8 και 0,93), ενώ δυσμενέστερος συνδυασμός είναι για τα περισσότερα ο F.6.5.9 ή ο F.6.5.9. Ως εκ τούτου τεκμαίρεται, ότι η καθίζηση επηρεάζει τα τέσσερα πρώτα κύρια πλαίσια, χωρίς από εκεί και πέρα να ασκεί ουσιαστικά επίδραση στα υπόλοιπα.

ζ. Οι μετωπικοί στύλοι αναλύθηκαν προηγούμενα ενώ από τις κοιλοδοκούς SHS 160x5, μόνο εκείνες μεταξύ των κυρίων πλαισίων Νο 2 και 3 στην πλευρά της καθίζησης καταπονούνται αρκετά αλλά δεν αστοχούν (λόγοι επάρκειας από 0,68 έως 0,735).

η. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι μορφής Λ δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερη ένταση εκτός από εκείνους που βρίσκονται στα φατνώματα μεταξύ των πλαισίων Νο 1 και 2 και ιδιαίτερα ο αριστερά κλάδος. Ακόμη όμως και εκείνοι οι κλάδοι εμφανίζουν ικανοποιητικά περιθώρια αντοχής, ενώ η δυσμενέστερη φόρτιση είναι η F.6.4.10.

θ. Σημειώθηκαν αστοχίες σε λυγισμό στα χιαστί των οριζόντιων και εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας, ιδιαίτερα πλησίον της περιοχής της καθίζησης, καθώς και δύο αστοχίες κοιλοδοκών στους εγκάρσιους συνδέσμους τύπου α και β διατομής SHS 140x5 (σε ορισμένους συνδυασμούς φόρτισης).



Σχήμα 4.2: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας χωρικού προσομοιώματος – πλευρική όψη υποστέγου από την πλευρά της καθίζησης

4.5 Αναλυτικός προσδιορισμός φορτίου ανέμου

Επειδή παρατηρούνται αστοχίες σε ράβδους πλήρωσης του ζευκτού στην περίπτωση ανεμοπίεσης από το ανοικτό μέτωπο, τόσο για τιμή αντοχής ίση με τη χαρακτηριστική όσο ακόμη και για τιμή αντοχής ίση προς 258,5MPa (η ανάλυση δεν παρουσιάζεται στο σώμα της εργασίας), διερευνήθηκε περισσότερο η αναμενόμενη τιμή ανεμοπίεσης στο υπόστεγο. Για το σκοπό αυτό ζητήθηκαν και χορηγήθηκαν από την ΕΜΥ στατιστικά στοιχεία για τον άνεμο στην περιοχή του κτηρίου, τα οποία περιλαμβάνουν, μεταξύ άλλων, τις ριπές τρίωρου του ανέμου σε κόμβους (knots) κατά το χρονικό διάστημα 1959 – 2014 στο ύψος των 2m από το έδαφος. Αξίζει να επισημανθεί ότι επειδή τα ανεμόμετρα της ΕΜΥ με βάση τα οποία ελήφθησαν και κατεγράφησαν τα στατιστικά στοιχεία του ανέμου βρίσκονται σε κοντινή απόσταση στο υπόστεγο ενώ ταυτόχρονα παρουσιάζουν παρόμοιες συνθήκες έκθεσης στον άνεμο με εκείνες του δομήματος, μπορεί

να θεωρηθεί ότι τα χορηγηθέντα ανεμολογικά στοιχεία αποδίδουν με μεγάλη ακρίβεια τις πραγματικά ασκούμενες ανεμοπιέσεις στο φορέα.

Με βάση τα ανωτέρω στοιχεία και τη χρήση κατάλληλου κώδικα στο Matlab προσδιορίστηκαν τα ετήσια μέγιστα της ταχύτητας του ανέμου για καθένα από τα 56 συνολικά έτη του δείγματος. Ακολούθησε ο προσδιορισμός της μέγιστης αναμενόμενης ταχύτητας ανέμου με μέση περίοδο επαναφοράς τα 50 έτη, με τη βοήθεια της κατανομής ακροτάτων τύπου Gumbel. Αναλυτικότερα, τα βήματα που εφαρμόστηκαν για την κατασκευή του πίνακα από τον οποίο προέκυψε η σχεδίαση της κατανομής έχουν ως εξής:

α. Από τις 56 μέγιστες τιμές αποκλείστηκαν συνολικά τέσσερις (εκείνες των ετών 1973, 2008, 2009 και 2013) καθώς οι τιμές που προέκυπταν, πέραν του ασυνήθιστα μεγάλου μεγέθους τους, δε δικαιολογούνταν από τις υπόλοιπες γειτονικές τιμές της καταγραφής.

β. Οι υπόλοιπες τιμές καταχωρήθηκαν σε μια στήλη με σειρά από τη μικρότερη προς τη μεγαλύτερη.

γ. Στη διπλανή στήλη τέθηκε η αντίστοιχη πιθανότητα εμφάνισης κάθε καταγραφής, ίση προς $F_{ann,i} = \frac{1}{i}$, όπου $i=1,2,...56$.

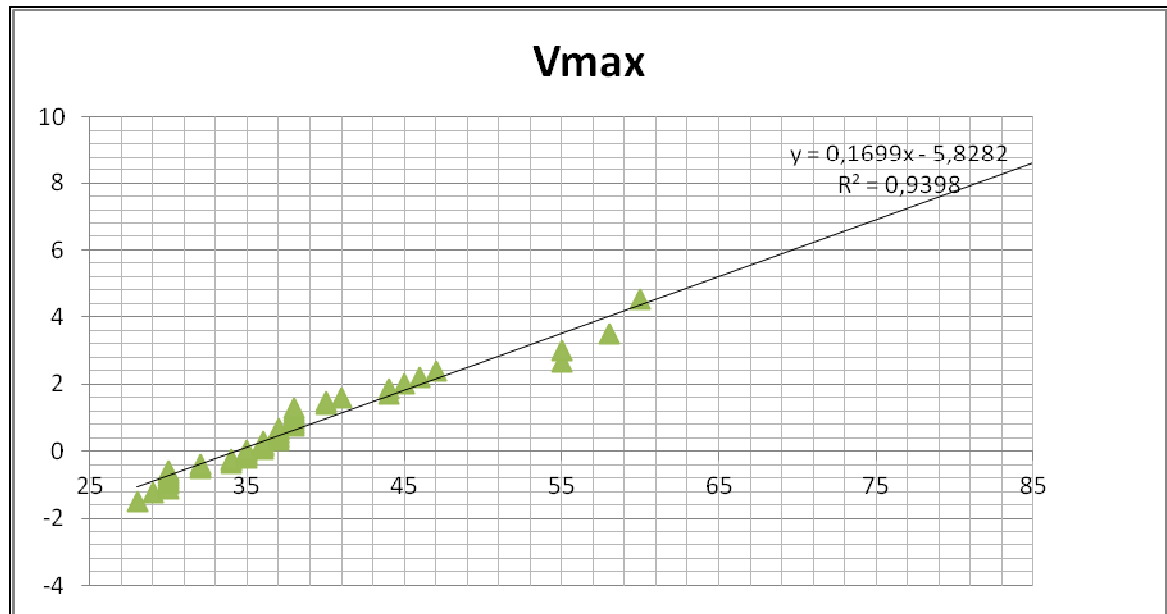
δ. Στις επόμενη στήλη υπολογίστηκε το μέγεθος $-\ln(F_{ann})$ ενώ στην τελευταία στήλη το μέγεθος $-\ln[-\ln(F_{ann})]$. Όλα τα στοιχεία αυτά αποτυπώνονται στον ακόλουθο πίνακα (οι μισές τιμές είναι στο πρώτο μισό ενώ οι υπόλοιπες τιμές στο δεύτερο).

Πίνακας 4.2: Πίνακας μεγίστων τιμών – πιθανοτήτων επανεμφάνισης μέγιστης ταχύτητας

V	m	$F_{ann,i}$	$-\ln F_{ann,i}$	$-\ln(-\ln(F_{ann,i}))$	V	m	$F_{ann,i}$	$-\ln F_{ann,i}$	$-\ln(-\ln(F_{ann,i}))$
28	1	0,0107	4,5334	-1,51146	37	27	0,5096	0,6741	0,3943139
29	2	0,0299	3,5089	-1,25529	37	28	0,5288	0,6372	0,4506979
30	3	0,0491	3,0135	-1,10312	37	29	0,548	0,6015	0,5082596
30	4	0,0683	2,6838	-0,98723	37	30	0,5672	0,5671	0,5671726
30	5	0,0875	2,4362	-0,89045	37	31	0,5863	0,5339	0,6276277
30	6	0,1067	2,238	-0,80556	37	32	0,6055	0,5017	0,6898362
30	7	0,1259	2,0726	-0,72878	38	33	0,6247	0,4705	0,7540354
30	8	0,145	1,9307	-0,65787	38	34	0,6439	0,4402	0,8204946
30	9	0,1642	1,8064	-0,59136	38	35	0,6631	0,4109	0,8895227
32	10	0,1834	1,696	-0,52825	38	36	0,6823	0,3823	0,9614781
32	11	0,2026	1,5965	-0,4678	38	37	0,7015	0,3546	1,0367818
32	12	0,2218	1,506	-0,40946	38	38	0,7206	0,3276	1,1159342
34	13	0,241	1,423	-0,35279	38	39	0,7398	0,3013	1,1995384
34	14	0,2602	1,3464	-0,29745	38	40	0,759	0,2757	1,2883323
34	15	0,2794	1,2753	-0,24316	40	41	0,7782	0,2508	1,3832335
35	16	0,2985	1,2088	-0,18967	40	42	0,7974	0,2264	1,4854052
35	17	0,3177	1,1466	-0,13676	41	43	0,8166	0,2026	1,5963543
35	18	0,3369	1,0879	-0,08427	44	44	0,8358	0,1794	1,7180846
35	19	0,3561	1,0325	-0,03202	44	45	0,855	0,1567	1,8533446
35	20	0,3753	0,9801	0,020139	45	46	0,8741	0,1345	2,0060527
36	21	0,3945	0,9302	0,072354	46	47	0,8933	0,1128	2,1820773
36	22	0,4137	0,8827	0,12476	47	48	0,9125	0,0916	2,390797
36	23	0,4328	0,8374	0,177489	55	49	0,9317	0,0707	2,6486225
36	24	0,452	0,794	0,230674	55	50	0,9509	0,0504	2,9884648

36	25	0,4712	0,7524	0,284448	58	51	0,9701	0,0304	3,4937074
37	26	0,4904	0,7125	0,338947	60	52	0,9893	0,0108	4,5279708

Έπειτα, παραστάθηκε γραφικά η στήλη $V_{\max}$ με τη στήλη $-\ln(-\ln(F_{\text{ann},i}))$, και προέκυψε η κατανομή Gumbel που παριστάνεται στο ακόλουθο σχήμα, στο οποίο έχουν αποτυπωθεί η γραμμή τάσης και το R^2 .



Σχήμα 4.3: Γραφική παράσταση κατανομής ακροτάτων (Gumbel) για την ταχύτητα του ανέμου

Δεδομένου ότι η πιθανότητα επανεμφάνισης μιας ταχύτητας ανέμου για $T=50$ έτη είναι ίση με $P=1-1/T=0,98$ και $-\ln[-\ln(F_{\text{ann}})]=3,9$, προκύπτει από το παραπάνω διάγραμμα ότι $V_{\max}=56 \text{ Knots} = 56 \times 0,514444 = 28,8 \text{ m/s}$.

Ανάγοντας την ταχύτητα αυτή στο ύψος των 10m από το έδαφος βρίσκεται ότι:

$$V_{10} = V_{\text{ref}} \times \frac{\ln(z/z_0)}{\ln(z_{\text{ref}}/z_0)} = 28,8 \times \frac{\ln(10/0,003)}{\ln(2/0,003)} = 1,2 \times 28,8 = 34,56 \text{ m/s} = 67,18 \text{ Knots}, \text{ που είναι}$$

περίπου ίση με τη μέση ταχύτητα του ανέμου (36,3m/s), που υπολογίζεται αναλυτικά στο παράρτημα Β της παρούσας. Επιπλέον, με βάση τους συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αντοχής του Ευρωκώδικα, όπου θεωρείται η ανεμοπίεση ως η κύρια από τις μεταβλητές φορτίσεις, πολλαπλασιάζεται με 1,5. Επομένως, δεχόμενοι ότι η πραγματική ταχύτητα είναι περίπου ίση με τη μέση ταχύτητα του ανέμου, η ταχύτητα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα για κύρια φόρτιση από τον άνεμο ισούται (στο επίπεδο των 2m) με $43,2 \text{ m/s} = 84 \text{ Knots}$. Από το ανωτέρω διάγραμμα και με αντίστροφη εφαρμογή της διαδικασίας που περιγράφηκε προηγούμενα, προκύπτει τιμή ταχύτητας ίση προς 84 knots και περίοδος επανεμφάνισης $T=10.000$ έτη. Αντίστοιχα:

α. Για συντελεστή ίσο προς 1,2, προκύπτει $34,56 \text{ m/s} = 67,18 \text{ Knots}$ και $T=360$ έτη.

β. Για συντελεστή ίσο προς 1,22, προκύπτει $35,14 \text{ m/s} = 68,32 \text{ Knots}$ και $T=475$ έτη.

Επιλύοντας το προσομοίωμα με συντελεστή ασφαλείας 1,22 αντί για 1,5 στις φορτίσεις του ανέμου και $f_y=258,5 \text{ MPa}$ προκύπτει ότι το υποστύλωμα του κυρίως πλαισίου No 2 δεν αστοχεί ενώ οι ράβδοι πλήρωσης (που αστοχούσαν επίσης στις φορτίσεις ανεμοπίεσης) εξακολουθούν να αστοχούν. Αντίστοιχα, το υποστύλωμα του

κυρίως πλαισίου No 3, που αστοχούσε και προηγούμενα, εξακολουθεί να αστοχεί στους συνδυασμούς της καθίζησης με κύρια φόρτιση στα μεταβλητά το χιόνι.

Αντίστοιχα, επιλύοντας το προσομοίωμα με συντελεστή ασφαλείας 1 αντί για 1,5 στις φορτίσεις του ανέμου και $f_y = 258,5 \text{ MPa}$, δηλαδή με βάση την πραγματική μέγιστη αναμενόμενη τιμή της ανεμοπίεσης για περίοδο επαναφοράς 50 έτη προκύπτουν αστοχία του υποστυλώματος του κυρίως πλαισίου No 3 και τριών ράβδων πλήρωσης, της τρίτης και τέταρτης από δεξιά διαγώνιας ράβδου στο 2^ο κύριο πλαίσιο και της τρίτης από δεξιά στο τρίτο πλαίσιο, με μικρότερη όμως ένταση από ότι προηγούμενα. Τα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής χαρακτηρίζονται από αρκετή έως και μεγάλη διαθέσιμη αντοχή, ανάλογα με το συνδυασμό φόρτισης.

Πέραν των ανωτέρω, είναι χρήσιμο να επισημανθούν τα εξής:

α. Λόγω του διαφορετικού τρόπου θεώρησης του ανέμου βάσει των παλαιότερων Γερμανικών κανονισμών δε μπορεί να γίνει αντίστοιχη σύγκριση - ανάλυση για τα φορτία που προκύπτουν στην περίπτωση αυτή.

β. Επειδή στην περίπτωση του Ευρωκώδικα έχουμε αστοχία 2 υποστυλωμάτων σε διαφορετικούς συνδυασμούς φόρτισης, δε μπορεί να εξαχθεί για το σύνολο της κατασκευής κάποιο συμπέρασμα σχετικά με την επάρκεια της σε ως προς τις περιόδους επαναφοράς του ανέμου.

4.6 Συμπεράσματα

Η ανάλυση της κατασκευής με τις φορτίσεις του Ευρωκώδικα κατέδειξε μια σειρά από χρήσιμα συμπεράσματα, ιδιαίτερα στην περίπτωση που τα αποτελέσματα της εξεταστούν σε αντιπαράβολή με εκείνα της αρχικής φόρτισης. Αναλυτικότερα:

α. Στην περίπτωση των φορτίσεων κατά Ευρωκώδικα (πριν την εφαρμογή της καθίζησης) ο φορέας επαρκεί και πάλι (πλην ορισμένων ράβδων δικτύωσης), με τις κάτωθι όμως ποιοτικές διαφορές σε σχέση με τις αρχικές φορτίσεις:

- Η εντατική κατάσταση του στην περίπτωση των φορτίσεων του Ευρωκώδικα είναι πολύ πιο επιβαρυνμένη σε σχέση με την αρχική, όπως φαίνεται και από τους λόγους επάρκειας των κύριων μελών του.

- Στη μεγάλη πλειοψηφία των περιπτώσεων, κρίσιμοι δεν είναι πλέον οι συνδυασμοί των κατακόρυφων φορτίων αλλά εκείνοι της ανεμοπίεσης και ιδιαίτερα οι προερχόμενοι από το ανοικτό μέτωπο.

β. Και στους δύο κανονισμούς, η μορφή αστοχίας των επιμέρους μελών είναι η ίδια. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι το ανατολικό υποστύλωμα στο πλαίσιο No 3 αστοχεί σε συνδυασμού που κυριαρχούν τα κατακόρυφα φορτία ενώ στο αντίστοιχο υποστύλωμα του κύριου πλαισίου No 2 η δυσμενέστερος είναι ο συνδυασμός της άνωσης από το ανοικτό μέτωπο.

γ. Ακόμη και στην περίπτωση των επιλύσεων με τους Ευρωκώδικες, όπου πριν την εφαρμογή της καθίζησης κρίσιμοι είναι οι συνδυασμοί της ανεμοπίεσης, η καθίζηση καθιστά κρισιμότερους τους συνδυασμούς των βαρυντικών φορτίων.

δ. Η στατική λειτουργία της κατασκευής πριν και μετά την καθίζηση είναι ακριβώς η ίδια και με τους δύο κανονισμούς.

ε. Οι τιμές εφαρμογής της ανεμοπίεσης κατά Ευρωκώδικα είναι μάλλον αρκετά συντηρητικές. Ως εκ τούτου, ιδιαίτερα στην περίπτωση της αποτίμησης, είναι αναγκαία μια πιο σωστή πιθανοτική προσέγγιση των τιμών των φορτίσεων.

στ. Στις επιλύσεις του Ευρωκώδικα αστοχούν αρκετοί αντιανέμιοι σύνδεσμοι, γεγονός που δεν παρατηρήθηκε στις επιλύσεις του Γερμανικού κανονισμού.

4.7 Έλεγχος επάρκειας διατομών

Στο εδάφιο αυτό παρατίθενται για το ανατολικό υποστύλωμα του κυρίου πλαισίου Νο 2 στην 4^η επίλυση, οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας που προβλέπονται στον Ευρωκώδικα 3.

A. Στοιχεία διατομής

$$\begin{aligned}h &= 800\text{mm} & W_{pl,y} &= 10230\text{cm}^3 \\b &= 300\text{mm} & i_y &= 32,78\text{cm} \\d &= 674\text{mm} & I_z &= 14.900\text{cm}^4 \\t_w &= 17,5\text{mm} & W_{el,z} &= 993,6\text{cm}^3 \\t_f &= 33\text{mm} & W_{pl,z} &= 1553\text{cm}^3 \\r &= 30\text{mm} & i_z &= 6,68\text{cm} \\A &= 334,2\text{cm}^2 & I_t &= 946\text{cm}^4 \\I_y &= 359.100\text{cm}^4 & I_w &= 21.840.000\text{cm}^6 \\W_{el,y} &= 8977\text{cm}^3\end{aligned}$$

B. Κατάταξη διατομής

$$e = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Πέλμα (υπόκειται σε θλίψη)

Όμοίως με το κεφάλαιο 3, το πέλμα είναι κατηγορίας 1

Κορμός (υπόκειται σε κάμψη και θλίψη)

Δυσμενέστερη είναι η ανεμοπίση από το ανοικτό μέτωπο για την οποία προκύπτει εφελκυσμός του υποστυλώματος. Για τη διατομή HEB 800 προκύπτει από τους πίνακες διατομών ότι για χάλυβα κατηγορίας S235 και για καθαρή κάμψη, ο κορμός ανήκει στην κατηγορία 1.

οπότε η διατομή είναι κατηγορίας 1, βάση Όπως και στο κεφάλαιο 3, η κατάταξη της

Εφόσον τόσο ο κορμός όσο και το πέλμα ανήκουν στην κατηγορία 1, όλη η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Γ. Εντατικά μεγέθη

Δρώσα αξονική: $N_{Ed}=995,62\text{ KN}$

Δρώσα τέμνουσα: $V_{Ed}=-551,74\text{ KN}$

Δρώσα ροπή: $M_{Ed,y} = -2.621,29\text{KNm}$, $M_{Ed,z}=15,85\text{KNm}$

Δ. Έλεγχος σε διάτμηση

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \Rightarrow V_{Ed} = 552KN < V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} =$$

$$\frac{161,7 \times (23,5/\sqrt{3})}{1,0} = 2.194KN, \text{ όπου } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f =$$

$$33420 - 2 \times 300 \times 33 + (17,5 + 2 \times 30) \times 33 \Rightarrow A_v = 16.177,5mm \Rightarrow A_v = 161,7cm$$

E. Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

$$\text{Ισχύει ότι } V_{Ed} = 552KN < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 0,5 \times 2.194 = 1.097KN$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης.

ΣΤ. Έλεγχος διατομής μέλους υπό κάμψη και αξονική δύναμη

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.2.9 του EC.3-1-1, για διατομές διπλής συμμετρίας I δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y, όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

1^ο κριτήριο:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \Rightarrow N_{Ed} = 996KN \leq 0,25 \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{334,2 \times 23,5}{1} = 1963,43KN$$

2^ο κριτήριο:

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow N_{Ed} = 996KN \leq \frac{0,5 \times (h - 2 \times t_z) \times t_w \times f_y}{1,0} =$$

$$= \frac{0,5 \times (80 - 2 \times 3,3) \times 1,75 \times 23,5}{1,0} = 1.509,29KN, \text{ όπου } h_w \text{ η εσωτερική απόσταση}$$

μεταξύ των πελμάτων.

Και τα δύο κριτήρια ικανοποιούνται επομένως δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής $M_{y,Rd}$. Επομένως, θα πρέπει σε κάθε διατομή των μελών που υπόκεινται σε κάμψη και αξονική θλίψη να ισχύει:

$$M_{Ed} = 2.621,29KNm \leq M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{10.230 \times 23,5}{1} = 2.404KNm$$

Ο έλεγχος δεν ικανοποιείται και επομένως η διατομή αστοχεί σε κάμψη. Θα πρέπει όμως να τονιστεί ότι τα εντατικά μεγέθη αυτής της επίλυσης προέκυψαν από 3Δ προσομοίωμα στο οποίο δεν είχαν αφαιρεθεί τα μέλη των εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας που έχουν λυγίσει. Στην πιο σωστή προσέγγιση, η οποία όμως δε συμπεριλαμβάνεται στην έντυπη μορφή της εργασίας, έχουν γίνει και άλλες επιλύσεις με 3Δ πιο κοντά στην πραγματικότητα (ήτοι έχουν αφαιρεθεί τα χιαστί που έχουν αστοχήσει), οι οποίες δείχνουν μεν αστοχία του μέλους, αλλά σε άλλο έλεγχο (στρεπτοκαμπτικός λυγισμός) και με μικρότερο λόγο επάρκειας. Το παράδειγμα τίθεται για να φανεί η επιρροή της χωρικής λειτουργίας στην περιοχή των πλαισίων Νο 2 και 3 στην επάρκεια των υποστυλωμάτων της ανατολικής πλευράς.

5 Συμπεράσματα – Στρατηγική αποκατάστασης

5.1 Γενικά Συμπεράσματα

Συνοψίζοντας τις παραδοχές και τα αποτελέσματα των επιλύσεων με τους δύο κανονισμούς και τα αναγραφόμενα στα επιμέρους κεφάλαια, μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

α. Ο προσδιορισμός των πραγματικών τιμών τόσο των δράσεων που ασκούνται σε ένα φορέα όσο και των αντοχών των μελών και των συνδέσεων του φέροντα οργανισμού του είναι πολύ σημαντικά για τη διαδικασία της αποτίμησης μιας κατασκευής καθώς επιτρέπουν τον περιορισμό των αβεβαιοτήτων και, ως εκ τούτου, τη σωστή εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας του φορέα αλλά και τη βέλτιστη τεχνικοοικονομικά επιλογή της μεθόδου αποκατάστασης.

β. Η διαδικασία της αποτίμησης παρουσιάζει ιδιαιτερότητες και δυσκολίες που δε συναντώνται στο σχεδιασμό. Οι βασικότερες από αυτές αναφέρονται στην:

- Εκτίμηση των πραγματικών μηχανικών ιδιοτήτων των δομικών υλικών που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό.

- Αποτύπωση με ακρίβεια της υφιστάμενης κατάστασης του φορέα και του τρόπου κατανομής της έντασης στα μέλη του σε συνδυασμό με την επαλήθευση και αντιστοίχιση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων με αυτή.

- Ιδιαίτερα για τις μεταλλικές κατασκευές, έλλειψη συγκεκριμένου κανονιστικού πλαισίου για την εφαρμογή της διαδικασίας αποτίμησης.

γ. Σε ότι αφορά στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα, θεωρώντας ότι το φαινόμενο της καθίζησης έχει σταματήσει και ότι η αντοχή των μελών είναι τουλάχιστο ίση με 258,5MPa, εκτιμάται ότι ο φορέας διαθέτει την απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα από άποψη αντοχής για την παραλαβή των αναμενόμενων φορτίσεων σε αυτόν καθώς στη συντριπτική πλειοψηφία των περιπτώσεων εμφανίζει μικρά έως μεγάλα περιθώρια αντοχής, πλην ορισμένων ακραίων καταστάσεων, όπου και αστοχούν οριακά ορισμένα κρίσιμα μέλη του. Ως εκ τούτου θεωρείται ότι μπορεί να χρησιμοποιείται με ασφάλεια σε όλες τις περιπτώσεις, εκτός ίσως της περίπτωσης ακραίας χιονόπτωσης, μεγαλύτερης από εκείνης των 50cm. Το συμπέρασμα αυτό ενισχύεται και από την υφιστάμενη εικόνα του φορέα (σχετικά μικρά και σε κάθε περίπτωση εντός ορίων βέλη κάμψεως, λειτουργικότητα της γερανογέφυρας). Για να καταστεί όμως αυτό το συμπέρασμα οριστικό είναι απαραίτητη η εξακρίβωση της ακριβούς τιμής της αντοχής των μελών.

δ. Η στατική λειτουργία του φορέα είναι κυρίως πλαισιακή στις δύο επιλύσεις (αρχική μελέτη και Ευρωκώδικας) και όχι χωρική. Η μόνη περίπτωση χωρικής λειτουργίας προκύπτει μετά την εισαγωγή της καθίζησης, αφορά κατά κύριο λόγο τα πλαίσια Νο 2 και 3, οφείλεται στην έλξη του κύριου πλαισίου Νο 3 από το Νο 2 και έχει ως αποτέλεσμα την εισαγωγή έντασης ιδιαίτερα στα μέλη του κύριου πλαισίου Νο 3.

ε. Στην περίπτωση του Γερμανικού κανονισμού κρίσιμοι είναι, στην πλειοψηφία των περιπτώσεων οι συνδυασμοί του χιονιού ενώ στον Ευρωκώδικα ο άνεμος. Ο σεισμός δεν έδωσε παρά σε ελάχιστες περιπτώσεις τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Το αποτέλεσμα αυτό είναι λογικό αν λάβουμε υπόψη το γεγονός ότι τα υπόστεγα ως

κατασκευές είναι ελαφριές και συνήθως έχουν μεγάλες διαστάσεις κάτοψης, οπότε λόγω της μικρής μάζας της κατασκευής, οι εντάσεις λόγω σεισμού είναι σχετικά περιορισμένες.

στ. Ο Ευρωκώδικας δίνει περισσότερο λεπτομερή αλλά και πιο συντηρητική προσέγγιση στην καταπόνηση του κτηρίου από τις εξωτερικές φορτίσεις, γεγονός που συνεπάγεται μεγαλύτερη πολυπλοκότητα στους υπολογισμούς.

5.2 Στρατηγική και Προτάσεις Επέμβασης

Η στρατηγική της αποκατάστασης του φορέα συνίσταται αφενός στον προσδιορισμό με τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια της πραγματικής εντατικής κατάστασης και των βλαβών των μελών της κατασκευής και, εν συνεχεία, στη δρομολόγηση της βέλτιστης τεχνικοοικονομικά προσέγγισης για την αποκατάσταση τους.

Σε ότι αφορά στον προσδιορισμό της εντατικής κατάστασης και των βλαβών των μελών προτείνονται τα κάτωθι:

α. Λήψη κατάλληλων τεμαχίων – δοκιμίων από μέλη του φορέα, διενέργεια σχετικών ελέγχων και μετρήσεων σε αυτά και στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων. Με βάση τα αποτελέσματα αυτά θα προσδιοριστεί η πραγματικής τιμής του ορίου διαρροής του υλικού από το οποίο έχει κατασκευασθεί ο φορέας αλλά και των άλλων μηχανικών του ιδιοτήτων, προκειμένου να επαληθευτεί η ορθότητα της τιμής της αντοχής που χρησιμοποιήθηκε στο κεφάλαιο 3.

β. Επανελέγχος όλων των συνδέσεων των οριζόντιων, εγκάρσιων και κατακόρυφων (μόνο οι κοιλοδοκοί) συνδέσμων δυσκαμψίας που βρίσκονται μεταξύ των κυρίων πλαισίων Νο 1 - 2 και Νο 2 - 3 προκειμένου να καταγραφούν όλες οι αστοχίες όλων των τύπων σε αυτές καθώς και τυχόν τοπικές αστοχίες σε στοιχεία των κυρίων πλαισίων.

γ. Εκτέλεση ραδιογραφιών των συνδέσεων που καταπονούνται περισσότερο, ώστε να διαπιστωθεί αν υφίστανται εσωτερικές βλάβες (ρωγμές). Συγκεκριμένα εκτιμάται ότι θα πρέπει να ελεγχθούν:

- Η σύνδεση ελκυστήρα - ζευκτού με το ανατολικό υποστύλωμα στο 2^ο πλαίσιο.
- Η σύνδεση της τριγωνικής δικτυωτής ενίσχυσης του ζευκτού με το ανατολικό υποστύλωμα στο 2^ο και στο 3^ο πλαίσιο.

Σε ότι αφορά στις προτάσεις επέμβασης, από την ανάλυση των προηγούμενων κεφαλαίων και τα συμπεράσματα της προηγούμενης παραγράφου, προκύπτει ότι ο φορέας διαθέτει μεγάλα περιθώρια αντοχής για τις όλες τις φορτίσεις σχεδιασμού, πριν την επιβολή της καθίζησης. Ταυτόχρονα όμως διαθέτει ικανοποιητική επάρκεια αντοχής ακόμη και για τις φορτίσεις του Ευρωκώδικα (χωρίς να έχει συνυπολογιστεί σε αυτές ο σεισμός, ο οποίος όμως λόγω της φύσεως της κατασκευής εκτιμάται ότι δε θα αποτελεί κρίσιμη φόρτιση). Ως εκ τούτου, προκρίνεται ως πιο κατάλληλη τεχνικοοικονομικά η επισκευή της κατασκευής, η οποία θα υλοποιηθεί μέσα από την αποκατάσταση της αρχικής γεωμετρίας του φορέα. Ειδικότερα, προτείνονται συνολικά τα παρακάτω:

α. Αποκατάσταση της θεμελίωσης για τα ανατολικά υποστυλώματα των πλαισίων Νο 1, 2 και 3 που έχουν υποστεί καθίζηση η οποία θα περιλαμβάνει επισκευή της κεφαλοδοκού των πασσάλων και κατασκευή μικροπασσάλων περιμετρικά των υποστυλωμάτων για την υποστήριξη της έδρασης των πλαισίων και την καλύτερη κατανομή του φορτίου στο έδαφος.

β. Επαναφορά των υποστυλωμάτων που έχουν υποστεί καθίζηση στην αρχική τους θέση. Η εργασία αυτή θα περιλαμβάνει την προσωρινή υποστήριξη των πλαισίων, την ανόρθωση των υποστυλωμάτων με τη χρήση κατάλληλων γρύλλων, τη συμπλήρωση του

κενού των 230mm που θα δημιουργηθεί με σκυρόδεμα, την κατασκευή νέων αγκυρίων που θα συνδεθούν / συγκολληθούν στα υφιστάμενα αργύρια και τη μόρφωση νέας πλάκας έδρασης στην οποία και θα πακτωθούν τα υποστυλώματα.

γ. Αντικατάσταση των βλαφθέντων εγκάρσιων συνδέσμων ακαμψίας.

δ. Αντικατάσταση των βλαφθέντων κοιλοδοκών μεταξύ των υποστυλωμάτων του 2ου και του 3ου κύριου πλαισίου στην ανατολική πλευρά του υποστέγου.

ε. Αντικατάσταση των μηκίδων και των ράβδων Φ16 που έχουν υποστεί μόνιμη παραμόρφωση.

στ. Αποκατάσταση των συνδέσεων στους συνδέσμους δυσκαμψίας που παρατηρούνται βλάβες ή / και αστοχίες.

ζ. Ενίσχυση των κόμβων που τυχόν εμφανίζουν ρωγμές, με βάση τα αποτελέσματα των ραδιογραφιών, κατά τρόπο ώστε να αποκτήσουν την αρχική αντοχή τους. Η υπόψη εργασία θα υλοποιηθεί με την προσθήκη συγκολλητών ελασμάτων.

η. Επαναφορά των μετωπικών υποστυλωμάτων στην αρχική τους θέση. Η υπόψη εργασία θα υλοποιηθεί με παρόμοια διαδικασία με εκείνη των υποστυλωμάτων των κύριων πλαισίων, αλλά θα είναι λιγότερο απαιτητική σε σχέση με τα φέροντα υποστυλώματα.

θ. Αντικατάσταση των τμημάτων της επικάλυψης που έχουν υποστεί μόνιμες παραμορφώσεις και επισκευή του δαπέδου του υποστέγου.

Πέραν των ανωτέρω και μέχρι την υλοποίηση των ως άνω επεμβάσεων, κρίνεται αναγκαία η παρακολούθηση του φαινομένου ώστε να διαπιστωθεί έγκαιρα τυχόν νέα αύξηση των καθιζήσεων ή εμφάνιση νέων βλαβών στα μέλη του φορέα. Στην κατεύθυνση αυτή προτείνεται η κατάρτιση προγράμματος ελέγχου που θα περιλαμβάνει περιοδική επιθεώρηση της κατασκευής για πιθανές βλάβες και τοπογραφικό έλεγχο των καθιζήσεων με συχνότητα μία φορά ανά δύο χρόνια. Σε περίπτωση που το φαινόμενο παρουσιάσει εξέλιξη οι έλεγχοι θα πρέπει να πυκνώσουν χρονικά και ο φορέας να επανεξεταστεί. Ανάλογη δραστηριοποίηση θα πρέπει να υπάρξει και στην περίπτωση σημαντικού σεισμού, άλλων ιδιαίτερα επιβαρυντικών δράσεων ή σε περίπτωση νέων κατασκευών κοντά στο υπόστεγο.

6 Βιβλιογραφία

1. Joint Committee on Structural Safety (JCSS). (2002). «Probabilistic model code Part 3 – Material Properties». JCSS Internet Publications
2. EN 1991-1-1. (2002). «EUROCODE 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings». CEN, Brussels.
3. EN 1991-1-3. (2003). «ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1: Δράσεις επί των κατασκευών - Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις- Φορτία χιονιού». CEN, Βρυξέλλες.
4. The steel Construction Institute (2003), «Steel Designer's manual, sixth edition», Oxford
5. EN 1991-1-4. (2005α). «ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1: Δράσεις επί των κατασκευών - Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου». CEN, Βρυξέλλες.
6. EN 1993-1-1. (2005β). «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα - Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια». CEN, Βρυξέλλες.
7. EN 1993-1-8. (2005γ). «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα - Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων». CEN, Βρυξέλλες.
8. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005δ). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
9. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005ε). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
10. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005στ). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
11. Ερμόπουλος Ι. (2005ζ). «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί την κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
12. EN 1991-3. (2006α). «Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών - Μέρος 3: Φορτία οφειλόμενα σε γερανούς και μηχανές». CEN, Βρυξέλλες.
13. Γαλούσης et al (2006β) «Η από 25-8-06 Τεχνική Έκθεση της δοκιμαστικής φόρτισης του Υποστέγου Αεροπλοΐας», Θεσσαλονίκη 2006.
14. US Army Corps of Engineers (USACE) (2009). «Unified Facilities Guide Specifications (UFGS) - Section 08 39 54. Blast Resistant Doors. » The United States Army Corps of Engineers
15. IEKEM – TEE (2011). «Σημειώσεις για την χρήση Ευρωκωδίκων EN1990, EN1991», Αθήνα.
16. Gantes CJ, Kalochairetis KE. (2012) «Axially and Transversely Loaded Timoshenko and Laced Built-up Columns with Arbitrary Supports.», Journal of Constructional Steel Research 77: 95–106
17. Kalochairetis KE, Gantes CJ, Lignos XA. (2014) «Experimental and Numerical Investigation of Eccentrically Loaded Laced Built-Up Steel Columns» Journal of Constructional Steel Research 101, 66–81.
18. Εγχειρίδια χρήσης λογισμικού SAP2000

Παράρτημα Α. Φορτίσεις κατά Ευρωκώδικα

Α.1 Μόνιμα φορτία

Σε αυτή την κατηγορία φορτίων περιλαμβάνονται όλα τα φορτία, τα οποία δρουν σε οποιαδήποτε χρονική στιγμή και δεν παρουσιάζουν καμία μεταβολή σε σχέση με το χρόνο. Στη συγκεκριμένη κατασκευή είναι τα φορτία ίδιου βάρους που αναπτύσσονται από τα φέροντα στοιχεία, τα υλικά επικάλυψης και επιστέγασης, ο ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός κ.α.

Ιδιο βάρος φορέα

Ο υπολογισμός του ίδιου βάρους του συνόλου των στοιχείων που αποτελούν το μοντέλο που έχει μορφωθεί γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα. Εξαίρεση αποτελεί το βάρος των τεγίδων οι οποίες, χάριν της απλοποίησης του στατικού μοντέλου και καθώς μπορεί ασφαλώς να θεωρηθεί ότι δε συμμετέχουν στη συνολική ακαμψία του δομήματος, δεν έχουν σχεδιασθεί στο προσομοίωμα. Για το λόγο αυτό το βάρος τους εισάγεται ως εξωτερικά επιβαλλόμενο μόνιμο φορτίο το οποίο δρα επί των κόμβων του ζευκτού.

Φορτία επιστέγασης

Στην αρχική μελέτη προβλέπεται η επικάλυψη του υποστέγου από φύλλα τραπεζοειδούς λαμαρίνας βάρους 11kg/m^2 , βάρος που υιοθετείται και στον παρόντα υπολογισμό.

Ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός

Το σύνολο των απαιτούμενων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων επί του ζευκτού καθορίζεται ίσο προς 15 kg/m^2 , θεώρηση που υιοθετείται και στην παρούσα ανάλυση.

Σύνολο φόρτισης από ίδιο βάρος

Το ίδιο βάρος από τις τεγίδες, την επικάλυψη και τον ΗΜ εξοπλισμό υπολογίζεται και εισάγεται στο πρόγραμμα ως φορτίο επί των κόμβων του ζευκτού. Συγκεκριμένα το φορτίο της επιστέγασης θα είναι:

Ίδιο βάρος φύλλων επικάλυψης: 11kg/m^2

Ίδιο βάρος ΗΜ εγκαταστάσεων: 15kg/m^2

26kg/m^2

Ίδιο βάρος τεγίδων: 15kg/m^2

Αναλυτικά, το φορτίο για κάθε κόμβο θα είναι:

Επικόμβιο φορτίο (ακραίος κόμβος):

Πλάτος επιρροής τεγίδας (στο κεκλιμένο επίπεδο) x (μήκος επιρροής τεγίδας) x I.B +

$$\text{Ίδιο βάρος τεγίδων} = \frac{2,925}{2} \times 5,4 \times 26,00 + 15 \times 5,4 = 286,33 = 2,86\text{KN}$$

Επικόμβιο φορτίο (1^{ος} εσωτερικός κόμβος):

$$\frac{2,925 + 2,625}{2} \times 5,4 \times 26,00 + 15 \times 5,4 = 470,61 = 4,7\text{KN}$$

Επικόμβιο φορτίο (εσωτερικοί κόμβοι):

$$2,625 \times 5,4 \times 26,00 + 15 \times 5,4 = 449,55 = 4,49 \text{ KN}$$

A.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή των δράσεων ανήκουν τα φορτία τα οποία προκύπτουν από την χρήση του δομήματος. Συγκεκριμένα, στο υπόστεγο αεροσκαφών που μελετάται, ανάπτυξη κινητών φορτίων υπάρχει μόνο στην στέγη και προκύπτει από εργασίες συντήρησης και επισκευής, καθώς δεν θεωρείται βατή.

Βάσει του Ευρωκώδικα 1 οι οροφές διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες, ανάλογα με τη χρήση τους. Από το συνδυασμό των αναγραφόμενων στον πίνακα 6.9 του EC.1-1-1 και του αντίστοιχου εδαφίου του Εθνικού Προσαρτήματος, προκύπτει ότι η οροφή ανήκει στην κατηγορία Η και η τιμή για το κινητό φορτίο ίση με $0,5 \text{ kN/m}^2$. Δεδομένου όμως ότι η επιβολή του κινητού φορτίου γίνεται για διαδικασίες συντήρησης, δεν μπορεί να συνδυαστεί με την επιβολή του φορτίου του χιονιού, το οποίο όπως αναλύεται παρακάτω είναι $0,52 \text{ kN/m}^2$. Με βάση αυτά μπορεί να παραληφθεί το κινητό φορτίο, καθώς το φορτίο του χιονιού είναι ελαφρώς δυσμενέστερο.

A.3 Φορτίο χιονιού

Γενικά

Σύμφωνα με τα καθοριζόμενα στον EC.1-1-3, ο υπολογισμός γίνεται με βάση το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού επί του εδάφους (s_k), το οποίο τροποποιείται με μια σειρά συντελεστών που αφορούν στη:

- Διαφοροποίηση του φορτίου από το έδαφος στην στέγη (συντελεστής σχήματος, μ)
- Έκθεση της στέγης στα καιρικά φαινόμενα (συντελεστής έκθεσης C_e)
- Επίδραση της θερμοκρασίας στην συσσώρευση χιονιού στην στέγη (θερμικός συντελεστής, C_t)

και συγκεκριμένα δίνεται από την σχέση: $s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k$

Χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού

Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού επί του εδάφους, βάσει του Εθνικού Προσαρτήματος επί του Ευρωκώδικα 1, υπολογίζεται με χρήση της σχέσης:

$$s_k = s_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right]$$

όπου:

A το υψόμετρο της περιοχής σε m, το οποίο μετρείται με ακρίβεια 100 m και στρογγυλοποιείται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα,

$s_{k,0}$ το χαρακτηριστικό φορτίου χιονιού στο έδαφος στην στάθμη της θάλασσας και το οποίο παίρνει τιμές 0,4, 0,8 και 1,7 kN/m^2 για τις ζώνες 1, 3 και 4 αντίστοιχως.

Ο Νομός Θεσσαλονίκης, με βάση το Εθνικό Προσάρτημα, ανήκει στη ζώνη «C», οποία ισχύει $s_{k,0} = 0,80 \text{ kN/m}^2$. Το υψόμετρο του υποστέγου είναι μικρότερο των 100m, οπότε για το A λαμβάνεται η τιμή 100 και για τη χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού θα ισχύει:

$$S_k = s_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] \Rightarrow 0,8 \times \left[1 + \left(\frac{100}{917} \right)^2 \right] = 0,81$$

Συντελεστής μ φορτίου χιονιού

Η στέγη του υποστέγου είναι δικλινής οπότε από τον πίνακα 5.2 του EC.1-1-3 για γωνία κλίσης της στέγης $0^\circ < \alpha = 4,4^\circ < 30^\circ$ προκύπτει ότι $\mu=0,8$.

Συντελεστής Έκθεσης

Η περιοχή του κτηρίου θεωρείται ως εκτεθειμένη, δηλαδή ως επίπεδη έκταση χωρίς εμπόδια από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές ή τα δέντρα. Ως εκ τούτου, από τον πίνακα 5.1 του EC.1-1-3 προκύπτει ότι $C_e=0,8$.

Θερμικός Συντελεστής

Ο θερμικός συντελεστής C_t λαμβάνεται ίσος με 1 (κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης).

Προσδιορισμός φορτίου χιονιού

Συνοψίζοντας τα παραπάνω, το φορτίο του χιονιού στο υπόστεγο θα είναι ίσο με:

$$S = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_k = 0,8 \times 0,8 \times 1 \times 0,81 \Rightarrow S = 0,518 \approx 0,52 \text{ KN/m}^2$$

A.4 Φορτίο ανέμου

Παρακάτω παρουσιάζονται οι τελικές πιέσεις στο περίβλημα του κτιρίου για κάθε διεύθυνση ανέμου. Οι ανεμοπιέσεις υπολογίζονται αναλυτικά στο παράρτημα Β.

A.4.1. Άνεμος για $\Theta = 0^\circ$ (Κλειστή θύρα υποστέγου)

Κατακόρυφοι τοίχοι

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_e	-2,17	-1,45	-0,91	1,27	-0,54
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pi}	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_i	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-1,87	-1,15	-0,61	1,57	-0,24

Στέγη

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ (ΘΕΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ I)				ΖΩΝΕΣ (ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ I)			
		F	G	H	I	F	G	H	I
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_e	-3,26	-2,17	-1,27	0,36	-3,26	-2,17	-1,27	-0,36
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pi}	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_i	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-2,96	-1,87	-0,97	0,66	-2,96	-1,87	-0,97	-0,06

Α.4.2 Άνεμος για $\Theta = 90^\circ$ (Κλειστή θύρα υποστέγου)

Κατακόρυφοι τοίχοι

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,713	-0,325
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-2,17	-1,45	-0,91	1,29	-0,59
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-1,99	-1,27	-0,73	1,47	-0,41

Στέγη

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ (ΘΕΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)				ΖΩΝΕΣ (ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)			
		F	G	H	I	F	G	H	I
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-3,26	-2,17	-1,27	0,36	-3,26	-2,17	-1,27	-0,36
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-3,08	-1,99	-1,09	0,54	-3,08	-1,99	-1,09	-0,18

Α.4.3 Άνεμος για $\Theta = 0^\circ$ (Ανοικτή θύρα υποστέγου)

Κατακόρυφοι τοίχοι

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-2,17	-1,45	-0,91	1,27	-0,54
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	-1,14	-1,14	-1,14	-1,14	-1,14
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-1,03	-0,31	0,23	2,41	0,6

Στέγη

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ (ΘΕΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)				ΖΩΝΕΣ (ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)			
		F	G	H	I	F	G	H	I
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-3,26	-2,17	-1,27	0,36	-3,26	-2,17	-1,27	-0,36
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	-0,086	-0,086	-0,086	-0,086	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-3,1	-2,01	-1,11	0,52	-2,63	-1,54	-0,64	0,27

Α.4.4 Άνεμος για Θ = +90° (Ανοικτή θύρα υποστέγου)

Κατακόρυφοι τοίχοι

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,713	-0,325
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-2,17	-1,45	-0,91	1,29	-0,59
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-3,33	-2,61	-2,07	0	-1,75

Στέγη

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ (ΘΕΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)				ΖΩΝΕΣ (ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)			
		F	G	H	I	F	G	H	I
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-3,26	-2,17	-1,27	0,36	-3,26	-2,17	-1,27	-0,36
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-5,47	-4,38	-3,48	-1,85	-5,47	-4,38	-3,48	-2,57

Α.4.5 Άνεμος για Θ = -90° (Ανοικτή θύρα υποστέγου)

Κατακόρυφοι τοίχοι

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,713	-0,325
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-2,17	-1,45	-0,91	1,29	-0,59
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	-0,29	-0,29	-0,29	-0,29	-0,29
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	-0,52	-0,52	-0,52	-0,52	-0,52
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-1,65	-0,93	-0,39	1,81	0

Στέγη

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ (ΘΕΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)				ΖΩΝΕΣ (ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)			
		F	G	H	I	F	G	H	I
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-3,26	-2,17	-1,27	0,36	-3,26	-2,17	-1,27	-0,36
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-3,59	-2,5	-1,6	0,03	-3,59	-2,5	-1,6	-0,69

A.5 Φορτίο γερανογέφυρας

Ο προσδιορισμός γίνεται με βάση τα καθοριζόμενα στο EC-1.1.3

Κατακόρυφα φορτία

Ωφέλιμο φορτίο: 3,2T

Άνοιγμα: 9x2,625=23,6m

max R = 3900Kgr. Min R = 2000Kgr (από τη μελέτη)

Συντελεστής κρούσεως φ₁=1,1 και φ₂~1,1 (EC-1.1.3, Πίν. 2.4 και 2.5, κατηγορία HC2, v=0,1m/s και β=0,34).

Απόσταση τροχών φορέων α=4m

$$\max V = 1,1 \times 3900 \times \left(1 + \frac{1,4}{5,4}\right) = 54,02 \text{ KN}$$

$$\min V = 1,1 \times 2000 \times \left(1 + \frac{1,4}{5,4}\right) = 27,7 \text{ KN}$$

Οριζόντια φορτία

Με βάση την παράγραφο 2.5.1.2 του EC-1.1.3 οι διαμήκεις οριζόντιες δυνάμεις είναι ίσες με το 5% του μέγιστου κατακόρυφου φορτίου τροχού αμελώντας το δυναμικό συντελεστή, ήτοι 1,95KN.

Παράρτημα Β. Αναλυτικός Υπολογισμός ανεμοπίεσης

Β.1 Γενικά

Ο υπολογισμός του ανέμου έγινε με βάση τα καθοριζόμενα στο EN 1991-1-4 και τη χρήση των αναλυτικών παραδειγμάτων και τα ερμηνευτικά σχόλια που παρατίθενται στις σχετικές σημειώσεις του ΙΕΚΕΜ –ΤΕΕ και στο αντίστοιχο βιβλίο του Ι. Ερμόπουλου.

Θεμελιώδης ταχύτητα του ανέμου

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για τα νησιά και τα παράλια της Ελλάδας που βρίσκονται σε απόσταση μέχρι 10 km ορίζεται σε 33 m/s.

Βασική ταχύτητα του ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου είναι:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 33 = 33 \text{ m/s} , \text{ όπου}$$

C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (λαμβάνεται ίσος προς 1,00 σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα παρ. 4.2(2)P)

C_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (λαμβάνεται ίσος προς 1,00 σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα παρ. 4.2(2)P) και

$V_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία, λαμβάνεται ίση με $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ καθώς το υπόστεγο βρίσκεται πλησίον της παραλίας, ήτοι σε απόσταση $\ll 10 \text{ km}$ από την ακτή.

Συντελεστής τραχύτητας

Η ευρύτερη περιοχή του έργου κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους 2, δηλαδή πρόκειται για περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια (δένδρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Συνεπώς, σύμφωνα με τον πίνακα 4.1 του EC.1.1.4 το μήκος τραχύτητας z_0 είναι 0,05 m και το ελάχιστο ύψος z_{min} ισούται με 2 μέτρα.

Ισχύει ότι $z_{min} = 0,05 \text{ m} \leq z = 16,75 \text{ m} \leq z_{max} = 200 \text{ m}$ οπότε

$$c_r(z_e) = k_r \times \ln \frac{z_e}{z_0} \Rightarrow c_r(z_e) = k_r \times \ln \frac{z_e}{z_0} \Rightarrow c_r(16,75) = 0,19 \times \ln \frac{16,75}{0,05} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow c_r(16,75) = 0,19 \times 5,81 \Rightarrow c_r(16,75) = 1,10 , \text{ όπου:}$$

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \Rightarrow k_r = 0,19 \times \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} \Rightarrow k_r = 0,19$$

Συντελεστής αναγλύφου

Το έδαφος είναι επίπεδο οπότε $C_0(z) = 1,0$

Μέση ταχύτητα ανέμου

$$V_m(z_e) = c_r(z_e) \times c_0(z_e) \times v_b \Rightarrow V_m(16,75) = 1,1 \times 1 \times 33 \Rightarrow V_m(16,75) = 36,3 \text{ m/s}$$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

$$q_p(z_e) = q_p(z_i) = [1 + 7 \times I_v(z_e)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z_e) \Rightarrow q_p(z_e) = [1 + 7 \times 0,171] \times \frac{1}{2} \times 0,00125 \times 36,3^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q_p(z_e) = q_p(z_i) = [1 + 7 \times 0,171] \times \frac{1}{2} \times 0,00125 \times 36,3^2 \Rightarrow q_p(z_e) = q_p(z_i) = 1,81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Όπου } I_v(z_e) = \frac{k_i}{c_0(z_e) \times \ln \frac{z_e}{z_0}} \Rightarrow I_v(z_e) = \frac{1}{1,00 \times \ln \frac{16,75}{0,05}} \Rightarrow I_v(z_e) = 0,171$$

Όπου k_i ο συντελεστής στροβιλισμού, η τιμή του οποίου, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα είναι ίσο με 1.

Ύψος αναφοράς

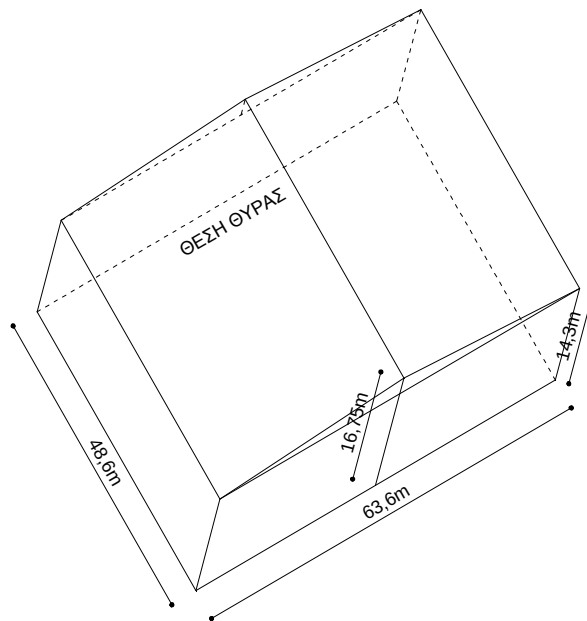
Το ύψος του κτηρίου είναι ίσο με $h=16,75\text{m}$. Επομένως:

Για τη στέγη: $z_e = h = 16,75\text{m}$

Για τους εξωτερικούς τοίχους:

α. Άνεμος κάθετος προς τον κορφιά ($\theta=0$, $b=63,6\text{m}$, $h=16,75$): Ισχύει ότι $h=16,75 < b=63,6\text{m}$ όπως φαίνεται και στο σχήμα Β.1 και επομένως το κτήριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος αναφοράς $z_e = h = 16,75\text{m}$.

β. Άνεμος παράλληλος προς τον κορφιά ($\theta=90$, $b=48,6\text{m}$, $h=16,75$): Ισχύει ότι $h=16,75 < b=48,6\text{m}$ όπως φαίνεται και στο σχήμα Β.1 και επομένως το κτήριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος αναφοράς $z_e = h = 16,75\text{m}$.



Σχήμα Β.1: Υπό μελέτη κτήριο

Εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες, w_e , θα λαμβάνεται από την:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe}, \text{ όπου:}$$

$q_p(z)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b$$

$$\text{και } c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}, \quad q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2$$

Στις παραπάνω σχέσεις

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

$C_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και

q_p είναι η βασική πίεση

Με βάση τα παραπάνω, η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες, w_e , θα λαμβάνεται από τη σχέση $w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} = 1,81 \times c_{pe}$.

Εσωτερική πίεση

Αντίστοιχα, η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, w_i , θα λαμβάνεται από την:

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi}$$

όπου:

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

C_{pi} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Για τις εσωτερικές επιφάνειες, και δεδομένου ότι $z_e = z_i = 16,75\text{m}$ (παρ. 7.2.9(7) EC.1) η πίεση του ανέμου που δρα θα εξαρτάται από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά. Ειδικότερα:

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, τότε:

$$C_{pi} = 0,75 \times C_{pe}$$

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, είναι:

$$C_{pi} = 0,90 \times C_{pe}$$

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι μεταξύ 2 και 3 φορές της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για τον υπολογισμό του C_{pi} .

Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} θα προσδιορίζεται από το Σχήμα 7.13 του EC.1-1-4, και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου, h/d , και του ποσοστού των ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ , το οποίο θα προσδιορίζεται από την Εξίσωση 7.3 του EC.1-1-4.

Ανάλογα με τα παραπάνω, η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες, w_i , θα λαμβάνεται από τις ακόλουθες σχέσεις (σε αντιστοιχία με τις ως άνω 2 εξισώσεις):

$$w_i = 1,629 \times c_{pe}$$

$$w_i = 1,358 \times c_{pe}$$

Η τελική πίεση σε τοίχο, στέγη ή στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημό τους. Πίεση, κατευθυνόμενη προς την επιφάνεια, λαμβάνεται ως θετική, και αναρρόφηση, απομακρυνόμενη από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.

Συντελεστής Πίεσης (εξωτερική – Εσωτερική)

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης C_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A του 1m^2 και 10m^2 , ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως $C_{pe,1}$ για τους τοπικούς συντελεστές, και $C_{pe,10}$ για τους καθολικούς συντελεστές, αντίστοιχα. Για $1\text{m}^2 < A < 10\text{m}^2$,
$$C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10} A$$

Ο Ευρωκώδικας καθορίζει συγκεκριμένη μεθοδολογία για τον υπολογισμό των συντελεστών C_{pe} στη στέγη και στους κατακόρυφους τοίχους, ανάλογα με τη διεύθυνση και τη γωνία πρόσπτωσης του ανέμου στο υπό εξέταση κτήριο. Ειδικότερα, τόσο η στέγη όσο και οι κατακόρυφοι τοίχοι χωρίζονται σε ζώνες, όπως θα αναλυθεί πιο κάτω, όπου το ύψος αναφοράς Z_e λαμβάνεται ίσο με h .

Εξεταζόμενες περιπτώσεις

Στην προκειμένη περίπτωση, επειδή το υπόστεγο έχει την ιδιαιτερότητα ότι, σε σχέση με τις ανεμοπίεσεις, υφίστανται διαφορετικές συνθήκες εάν οι θύρες είναι ανοικτές οι κλειστές στο κτήριο, θα πρέπει να εξεταστούν δύο περιπτώσεις: Μια για την περίπτωση κλειστής θύρας και μια δεύτερη για την περίπτωση της ανοικτής θύρας.

Επιπλέον, ο φέρον οργανισμός του υπό μελέτη υποστέγου είναι συμμετρικός τόσο ως προς τη διαμήκη όσο και ως προς την εγκάρσια διεύθυνση. Αντίθετα, οι φορτίσεις που ασκούνται στο υπόστεγο αυτό δεν είναι συμμετρικές προς κάποια διεύθυνση, εξαιτίας της επιβαλλόμενης μετακίνησης (καθίζηση) στη μια πλευρά των κύριων πλαισίων Νο 1, 2 και 3. Ως εκ τούτου, δεν είναι επαρκές για την ανάλυση να ληφθούν υπόψη μόνο οι δύο ($\theta=0^\circ$ και $\theta=90^\circ$ για κλειστές θύρες υποστέγου) ή οι τρεις ($\theta=0^\circ$, $\theta=90^\circ$ και $\theta=-90^\circ$ για ανοικτές θύρες υποστέγου) διευθύνσεις του ανέμου αλλά είναι απαραίτητο να συνυπολογιστούν και οι υπόλοιπες περιπτώσεις. Επισημαίνεται ότι η διεύθυνση $\theta=0^\circ$ υποδηλώνει διεύθυνση ανέμου κάθετη στη μικρή πλευρά (48,6m) η διεύθυνση $\theta=90^\circ$ υποδηλώνει διεύθυνση ανέμου κάθετη στο άνοιγμα του ζευκτού (63,6m) από την πλευρά της θύρας, ενώ η διεύθυνση $\theta=-90^\circ$ υποδηλώνει διεύθυνση ανέμου κάθετη στο άνοιγμα του ζευκτού (63,6m) από την πίσω πλευρά του υποστέγου.

B.2 Υπολογισμός ανεμοπίεσης για κλειστές θύρες υποστέγου

B.2.1 Διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$



Σχήμα Β.2: Διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (κλειστή θύρα)

Στη διεύθυνση αυτή έχουμε: $h=16,75\text{m}$, $b=48,6\text{m}$, $d=63,6\text{m}$

Από το σχήμα B.2 έχουμε: $e = \min(b, 2h) = \min(48,6, 2 \times 16,75) \Rightarrow e = 33,5 < d = 63,6\text{m}$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

$$A = \frac{e}{5} = \frac{33,5}{5} = 6,70\text{m}$$

$$B = \frac{4 \times e}{5} = \frac{4 \times 33,5}{5} = 26,80\text{m}$$

$$C = d - e = 63,6 - 6,70 - 26,8 = 30,10\text{m}.$$

Τα εμβαδά των ζωνών θα είναι:

$$E_A = 6,70 \times 14,3 = 95,81\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$E_B = 26,80 \times 14,3 = 383,24\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

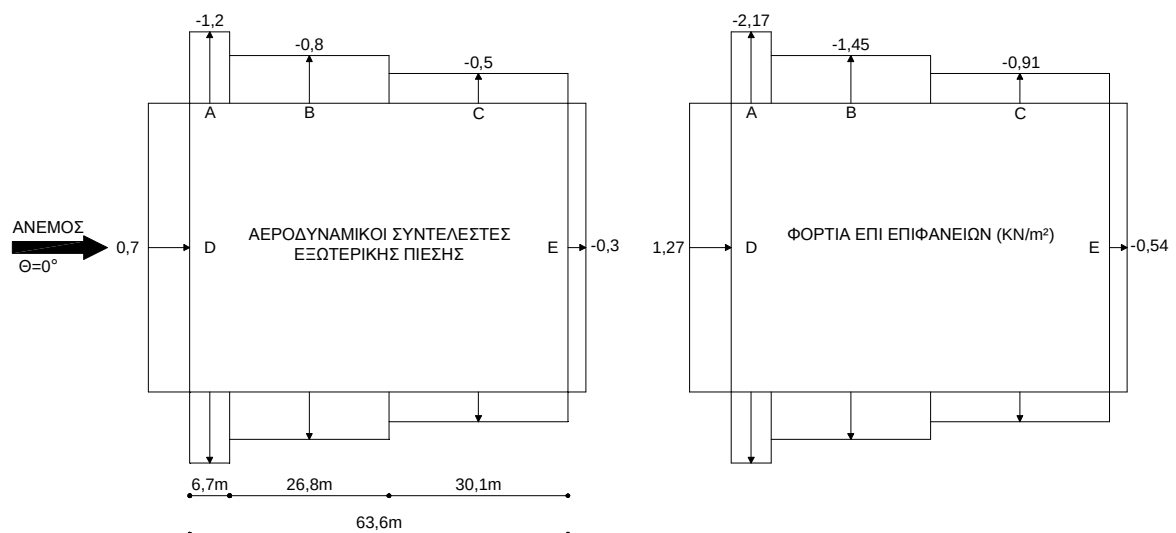
$$E_C = 30,10 \times 14,3 = 430,43\text{m}^2 > 10\text{m}^2. \text{ Κατά συνέπεια, για όλες τις ζώνες,}$$

$$C_{p,e} = C_{p,e,10}$$

Για $h/d = 16,75/63,60 = 0,263 \sim 0,25$ προκύπτουν από τον πίνακα 7.1 του EC-1.1.4 οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους, των οποίων οι τιμές παρουσιάζονται στον πίνακα B.1, ενώ η γραφική τους απεικόνιση παρουσιάζεται στο σχήμα B.3. Στο ίδιο σχήμα αποτυπώνονται και τα αντίστοιχα φορτία επί των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων.

Πίνακας B.1: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$ (κλειστή θύρα)

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,70	-0,30



Σχήμα B.3: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (κλειστή θύρα)

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

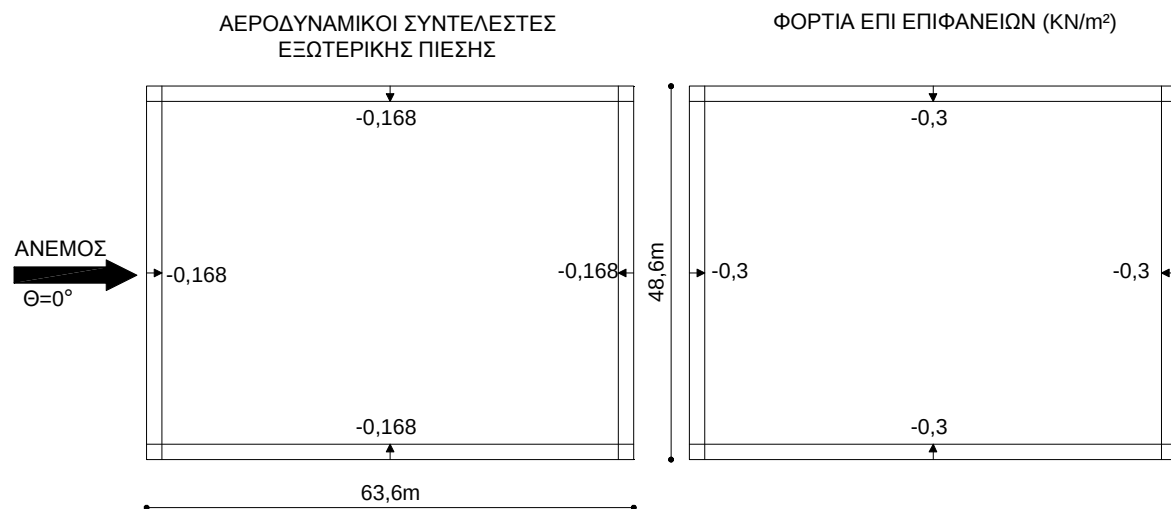
Όπως προαναφέρθηκε, καθοριστικός για τον προσδιορισμό της εσωτερικής πίεσης είναι η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην προσήνεμη πλευρά καθώς και η ύπαρξη ή μη δεσπόζουσας πλευράς. Σύμφωνα με τα σχέδια του έργου, στο υπόστεγο έχουν κατασκευαστεί σε όλες τις πλευρές – και στην πλευρά της θύρας- ανοίγματα (σταθερά) από το ύψος 4,05m έως και το ύψος 5,80m, ήτοι συνολικού ύψους 1,75m.

Το εμβαδόν των ανοιγμάτων της προσήνεμης πλευράς είναι ίσο με $1,75 \times 48,6 = 85,05m^2$, ενώ η επιφάνεια των ανοιγμάτων των υπολοίπων πλευρών είναι ίσο με $1,75 \times (63,6 \times 2 + 48,6) = 307,65m^2$. Δηλαδή ισχύει ότι $85,05m^2 < 307,65m^2$. Αντίστοιχα, στην άλλη διεύθυνση, το εμβαδόν των ανοιγμάτων είναι ίσο με $1,75 \times 63,6 = 111,30m^2$, ενώ η επιφάνεια των ανοιγμάτων των υπολοίπων πλευρών είναι ίσο με $1,75 \times (63,6 + 48,6 \times 2) = 281,40m^2$. Δηλαδή ισχύει ότι $111,30m^2 < 281,40m^2$ και επομένως δεν υπάρχει δεσπόζουσα πλευρά στην περίπτωση που η θύρα του υποστέγου θεωρείται κλειστή.

Ως εκ τούτου, με βάση τα αναγραφόμενα στην παράγραφο 7.2.9(6) του EC.1-1-4, προκειμένου να υπολογιστεί η εσωτερική πίεση θα πρέπει να υπολογιστεί ο λόγος των ανοιγμάτων στη διεύθυνση $\theta=0^\circ$. Είναι:

$$\mu_0 = \frac{48,6 \times 1,75 + 2 \times 63,6 \times 1,75}{2 \times 1,75 \times (63,6 + 48,6)} = \frac{85,05 + 222,6}{392,7} = 0,783 \text{ και } \frac{h_0}{d_0} = \frac{16,75}{63,6} = 0,263$$

Από το σχήμα 7.13 του EC.1-1-4 για $h/d=0,263$ και $\mu=0,783$ προκύπτει με γραμμική παρεμβολή ότι $C_{pi,0}=-0,168$, όπως απεικονίζεται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα Β.4.



Σχήμα Β.4 : Γραφική απεικόνιση συντελεστών εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (κλειστή θύρα)

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης επί της στέγης

Η στέγη έχει κλίση 7,7%, ήτοι η γωνία κλίσης είναι ίση προς $4,4^\circ$, οπότε, σύμφωνα με την παράγραφο 7.2.3.(1) του EC-1.1.4 θεωρείται οριζόντια και υποδιαιρείται σε ζώνες σύμφωνα με το σχήμα Β.5 Οι διαστάσεις των επιμέρους ζωνών έχουν ως ακολούθως:

$$F = G = J = \frac{e}{10} = 3,35m \text{ (κατά τη μικρή πλευρά)}$$

$$F = \frac{e}{4} = 8,375 \text{ (κατά τη μεγάλη πλευρά)}$$

$$G = b - 2 \times \frac{e}{4} = 48,6 - 2 \times \frac{33,50}{4} = 31,85$$

$$I = d - \frac{e}{2} = 63,6 - \frac{33,5}{2} = 46,85 \text{ m}$$

Τα εμβαδά των ζωνών θα είναι:

$$E_F = 3,35 \times 8,375 = 28,05 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_G = 3,35 \times 31,85 = 106,70 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_H = 48,60 \times 13,40 = 651,24 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$E_I = 48,60 \times 46,85 = 2.276,91 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2. \text{ Κατά συνέπεια, για όλες τις ζώνες, } C_{p,e} = C_{p,e,10}$$

Επίσης, σύμφωνα με τα κατασκευαστικά σχέδια, η στέγη θεωρείται, ότι έχει αιχμηρά άκρα. Ως εκ τούτου, οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για οριζόντια στέγη προκύπτουν από τον Πίνακα 7.2 EC-1.1.4 και δίνονται από τον ακόλουθο πίνακα Β.2.

Πίνακας Β.2: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια στη στέγη, γωνία $\theta=0^\circ$

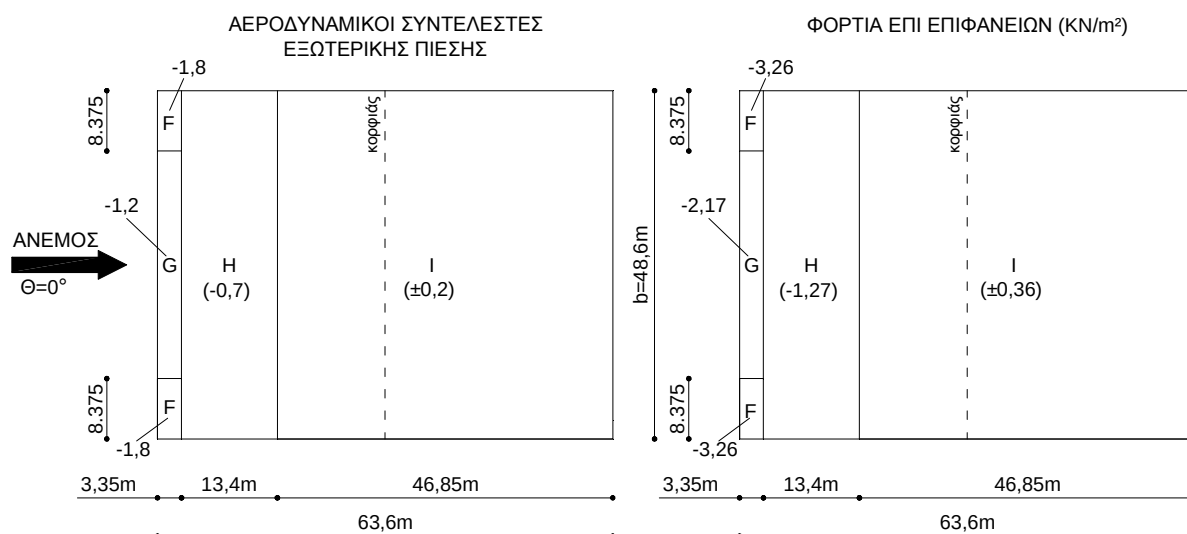
Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,20	-0,70	0,20
				-0,20

Με βάση τον παραπάνω πίνακα θα πρέπει να γίνουν οι εξής δύο συνδυασμοί φορτίσεων στη στέγη:

α. Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Αρνητική πίεση στη ζώνη I.

β. Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Θετική πίεση στη ζώνη I.

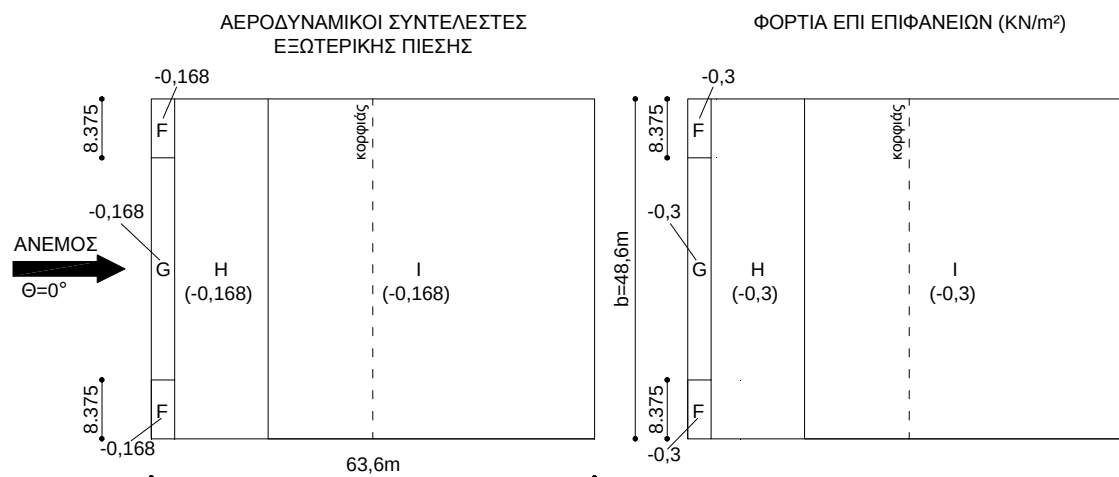
Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθώς και τα αντίστοιχα φορτία επί των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων αποτυπώνονται στο ακόλουθο σχήμα Β.5.



Σχήμα Β.5: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης της στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (κλειστή θύρα)

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης επί της στέγης

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης για τις επιμέρους ζώνες της στέγης θα έχει την ίδια τιμή με εκείνη που υπολογίστηκε προηγουμένως για την ίδια περίπτωση φόρτισης επί των κατακόρυφων τοίχων, ήτοι $C_{pi,0} = -0,168$. Η εσωτερική πίεση αποτυπώνεται στο επόμενο σχήμα Β.6.



Σχήμα Β.6: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εσωτερικής πίεσης της στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (κλειστή θύρα)

Τελικές πιέσεις

Όπως προαναφέρθηκε, η τελική πίεση που ασκείται στις κατακόρυφες και κεκλιμένες επιφάνειες του υποστέγου και του κτηρίου προκύπτουν ως το αλγεβρικό άθροισμα των w_e και w_i . Η τελική πίεση για τόσο για τους κατακόρυφους τοίχους όσο και για την οροφή αποτυπώνεται στους πίνακες Β.3 και Β.4 και απεικονίζονται στο σχήμα Β.7.

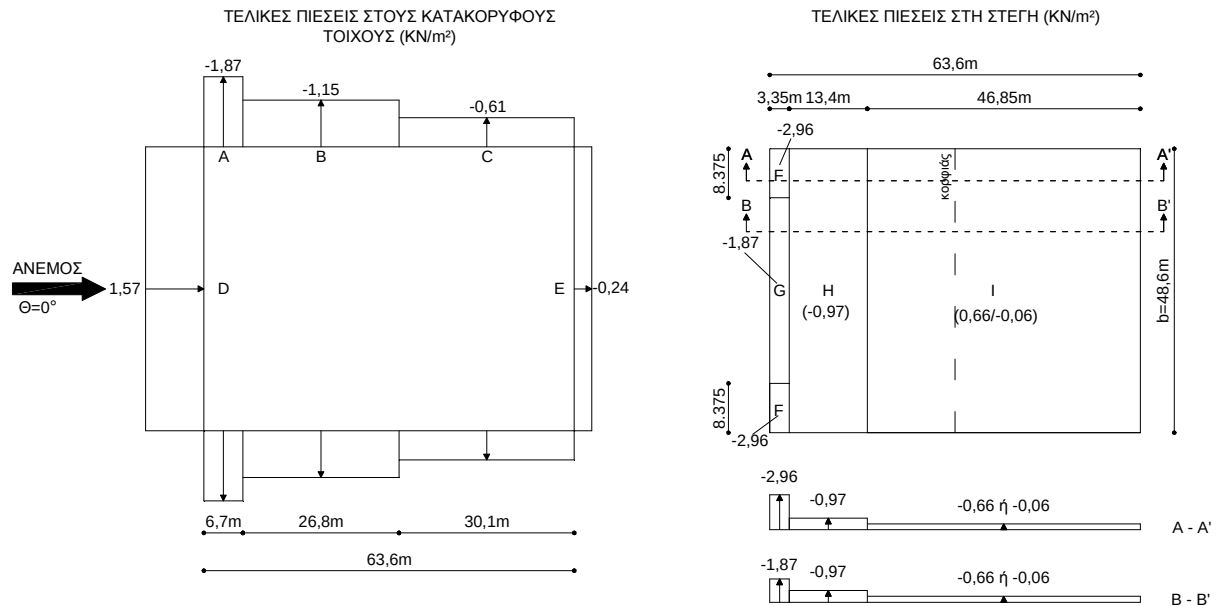
Πίνακας Β.3: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (κλειστή θύρα)

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-2,17	-1,45	-0,91	1,27	-0,54
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-1,87	-1,15	-0,61	1,57	-0,24

Πίνακας Β.4: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (κλειστή θύρα)

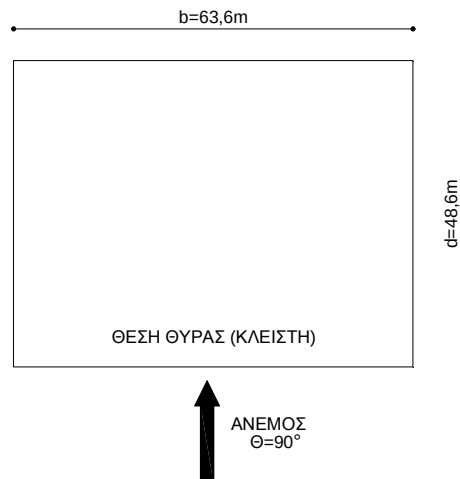
ΠΙΕΣΕΙΣ	ΖΩΝΕΣ (ΘΕΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)				ΖΩΝΕΣ (ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)			
	F	G	H	I	F	G	H	I

ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_e	-3,26	-2,17	-1,27	0,36	-3,26	-2,17	-1,27	-0,36
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pi}	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168	-0,168
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_i	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-2,96	-1,87	-0,97	0,66	-2,96	-1,87	-0,97	-0,06



Σχήμα Β.7: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στις επιφάνειες του υποστέγνου για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (κλειστή θύρα)

Β.2.2 Διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$



Σχήμα Β.8: Διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$ (κλειστή θύρα)

Από το σχήμα Β.8 έχουμε: $e = \min(b, 2h) = \min(63,6, 2 \times 16,75) \Rightarrow e = 33,5$. Οπότε $e = 33,5m < d = 48,6m$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

Οι διαστάσεις των ζωνών στην περίπτωση αυτή είναι:

$$A = \frac{e}{5} = \frac{33,5}{5} = 6,70m$$

$$B = \frac{4 \times e}{5} = \frac{4 \times 33,5}{5} = 26,80m$$

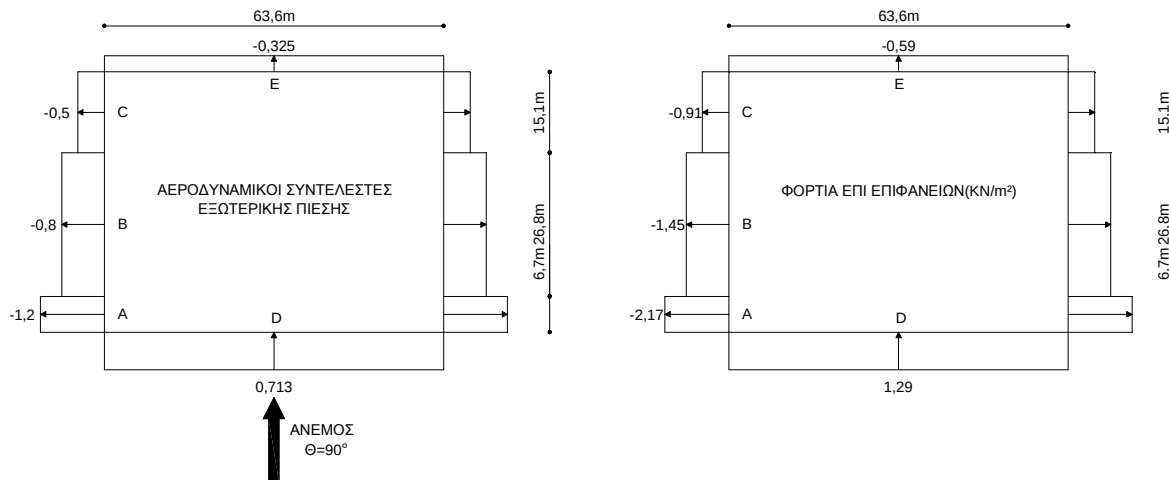
$$C = d - e = 48,6 - 6,70 = 41,90m$$

Οι διαστάσεις των ζωνών είναι ίδιες με την περίπτωση της διεύθυνσης ανέμου (0°), οπότε ισχύει και εδώ $C_{p,e} = C_{p,e,10}$.

Για $h/d = 16,75/48,6 = 0,344$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του EC.1-1-4, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους, των οποίων οι τιμές παρουσιάζονται στον πίνακα B.5, ενώ η γραφική τους απεικόνιση παρουσιάζεται στο σχήμα B.9. Στο ίδιο σχήμα αποτυπώνονται και τα αντίστοιχα φορτία επί των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων.

Πίνακας B.5: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (κλειστή θύρα)

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$C_{p,e,10}$	$C_{p,e,10}$	$C_{p,e,10}$	$C_{p,e,10}$	$C_{p,e,10}$
0,344	-1,2	-0,8	-0,5	0,713	-0,325



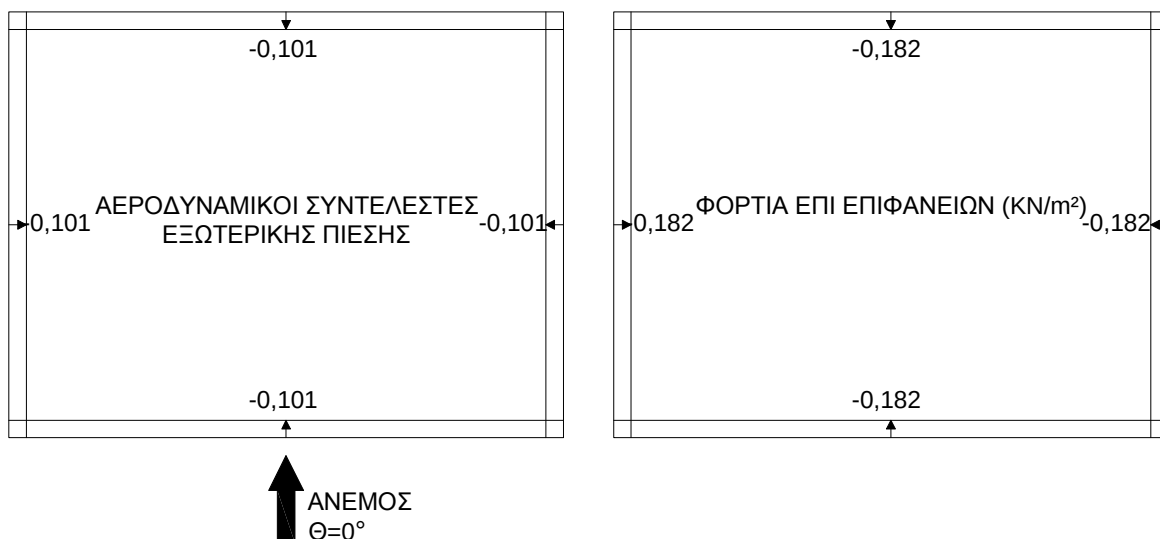
Σχήμα B.9: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$ (κλειστή θύρα)

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

Σε αντιστοιχία με τη διεύθυνση ανέμου 0° , προκειμένου να υπολογιστεί η εσωτερική πίεση θα πρέπει να υπολογιστεί ο λόγος των ανοιγμάτων στη διεύθυνση $\theta=90^\circ$.

$$\mu_0 = \frac{63,6 \times 1,75 + 2 \times 48,6 \times 1,75}{2 \times 1,75 \times (63,6 + 48,6)} = \frac{111,3 + 170,1}{392,7} = 0,716 \text{ και } \frac{h_0}{d_0} = \frac{16,75}{48,6} = 0,344$$

Από το σχήμα 7.13 του EC.1-1-4 για $h/d=0,344$ και $\mu=0,716$ προκύπτει με γραμμική παρεμβολή ότι $C_{p,i,0}=-0,101$, όπως απεικονίζεται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα B.10.



Σχήμα Β.10: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$ (κλειστή θύρα)

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης επί της στέγης

Οι διαστάσεις των ζωνών στην περίπτωση αυτή είναι:

$$F = G = J = \frac{e}{10} = 3,35m \text{ (κατά τη μικρή πλευρά)}$$

$$F = \frac{e}{4} = 8,375 \text{ (κατά τη μεγάλη πλευρά)}$$

$$G = b - 2 \times \frac{e}{4} = 63,6 - 2 \times \frac{33,50}{4} = 46,85$$

$$I = d - \frac{e}{2} = 48,6 - \frac{33,5}{2} = 31,85m$$

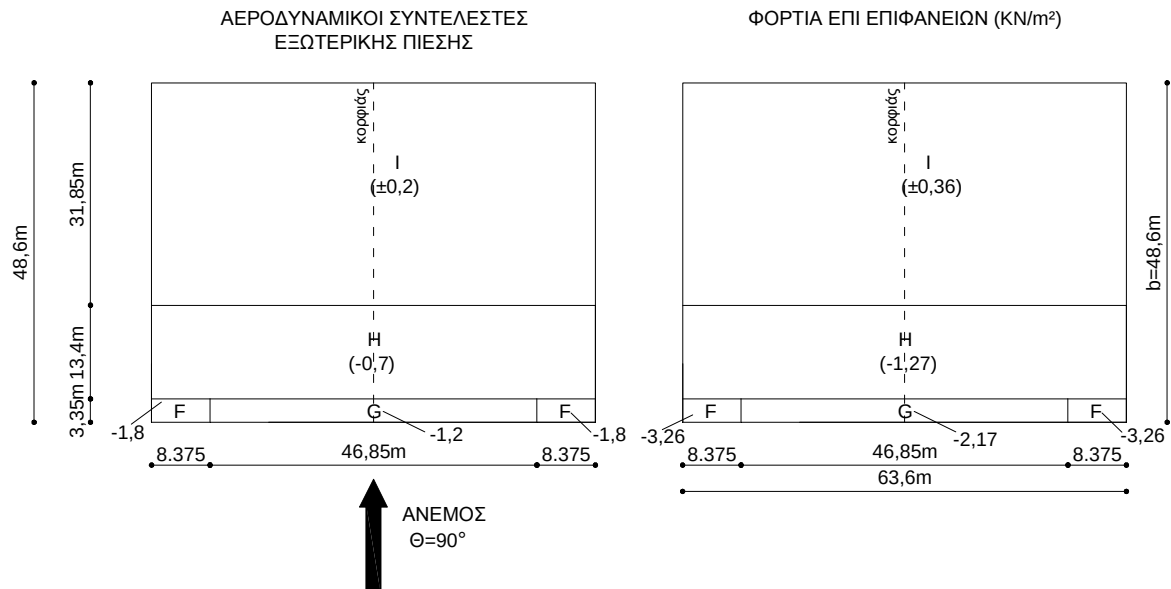
Τα εμβαδά αλλά και οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά ζώνη της στέγης, είναι ίδια με προηγουμένως (γωνία 0°). Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καταγράφονται στον ακόλουθο πίνακα Β.6 καθώς και τα αντίστοιχα φορτία επί των επιφανειών της στέγης αποτυπώνονται στο ακόλουθο σχήμα Β.11.

Πίνακας Β.6: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια της οριζόντιας στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$ (κλειστή θύρα)

Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,20	-0,70	0,20
				-0,20

Με βάση τον παραπάνω πίνακα θα πρέπει να γίνουν οι εξής δύο συνδυασμοί φορτίσεων στη στέγη:

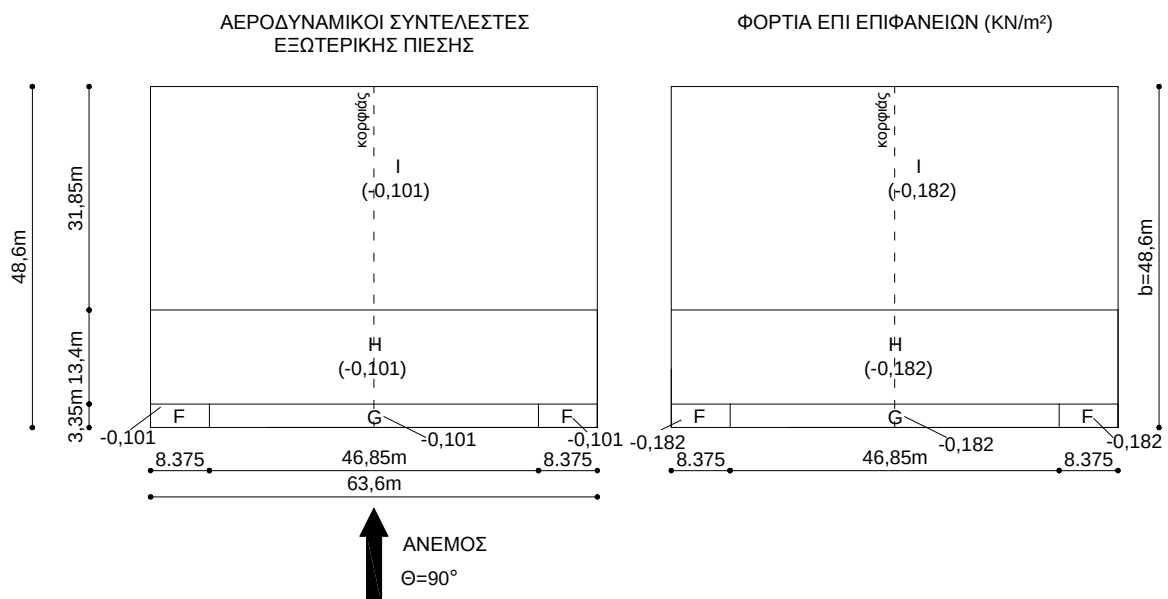
- Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Αρνητική πίεση στη ζώνη I
- Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Θετική πίεση στη ζώνη I



Σχήμα Β.11: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης της στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$ (κλειστή θύρα)

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης επί της στέγης

Σε αντιστοιχία με τους κατακόρυφους τοίχους, για τη στέγη θα έχουμε $C_{pi,90} = -0,101$ Η εσωτερική πίεση αποτυπώνεται στο επόμενο σχήμα Β.12.



Σχήμα Β.12: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης της οριζόντιας στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$ (κλειστή θύρα)

Τελικές πιέσεις

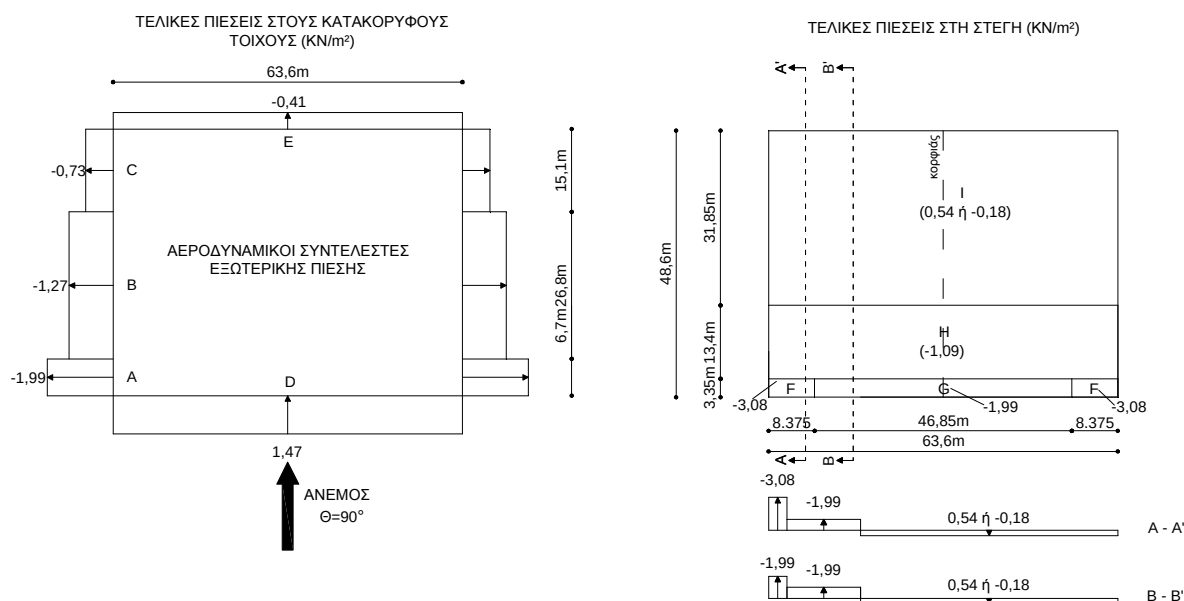
Η τελική πίεση για τόσο για τους κατακόρυφους τοίχους όσο και για την οροφή αποτυπώνεται στους πίνακες Β.7 και Β.8 και απεικονίζονται στο σχήμα Β.13.

Πίνακας Β.7: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^0$ (κλειστή θύρα)

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,713	-0,325
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-2,17	-1,45	-0,91	1,29	-0,59
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-1,99	-1,27	-0,73	1,47	-0,41

Πίνακας Β.8: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^0$ (κλειστή θύρα)

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ (ΘΕΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)				ΖΩΝΕΣ (ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)			
		F	G	H	I	F	G	H	I
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_e	-3,26	-2,17	-1,27	0,36	-3,26	-2,17	-1,27	-0,36
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pi}	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101	-0,101
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_i	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18
ΤΕΛΙΚΕΣ		W	-3,08	-1,99	-1,09	0,54	-3,08	-1,99	-0,18

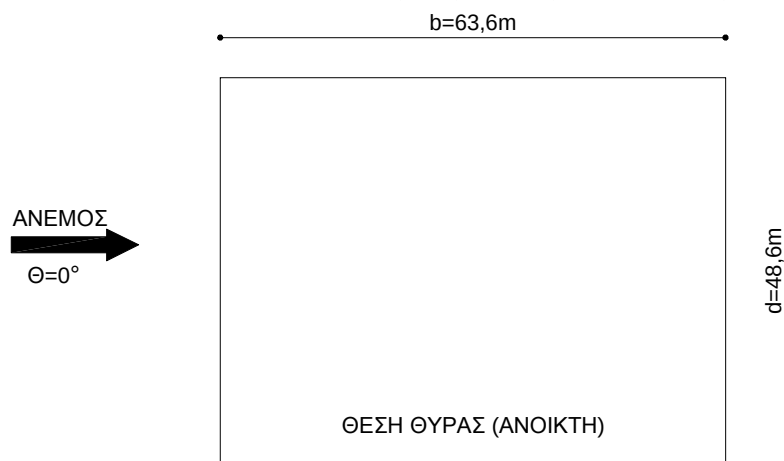


Σχήμα Β.13: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στις επιφάνειες του υποστέγου για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^0$ (κλειστή θύρα)

B.3 Υπολογισμός ανεμοπίεσης για ανοικτές θύρες υποστέγου

B.3.1 Διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$

Από το σχήμα B.14 έχουμε: $e = \min(b, 2h) = \min(48,6, 2 \times 16,75) \Rightarrow e = 33,5 < d = 63,6m$



Σχήμα B.14: Διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (ανοικτή θύρα)

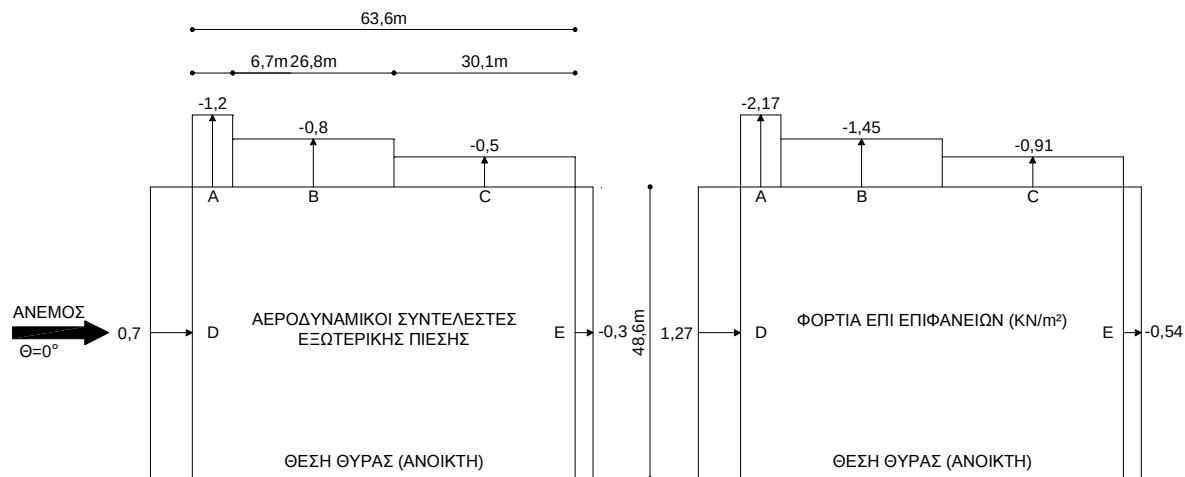
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης, όπως και εκείνες των ζωνών A, B και C είναι ίδιες με προηγούμενα. Διαφοροποίηση υφίσταται μόνο στην ανοικτή πλευρά.

Ειδικότερα, για $h/d = 16,75/63,60 = 0,263 \sim 0,25$ οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους προκύπτουν από τον πίνακα 7.1 του EC.1-1-4 και παρουσιάζονται στον πίνακα B.9, ενώ η γραφική τους απεικόνιση παρουσιάζεται στο σχήμα B.15. Στο ίδιο σχήμα αποτυπώνονται και τα αντίστοιχα φορτία επί των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων.

Πίνακας B.9: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ (κλειστή θύρα)

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,70	-0,30



Σχήμα B.15: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (ανοικτή θύρα)

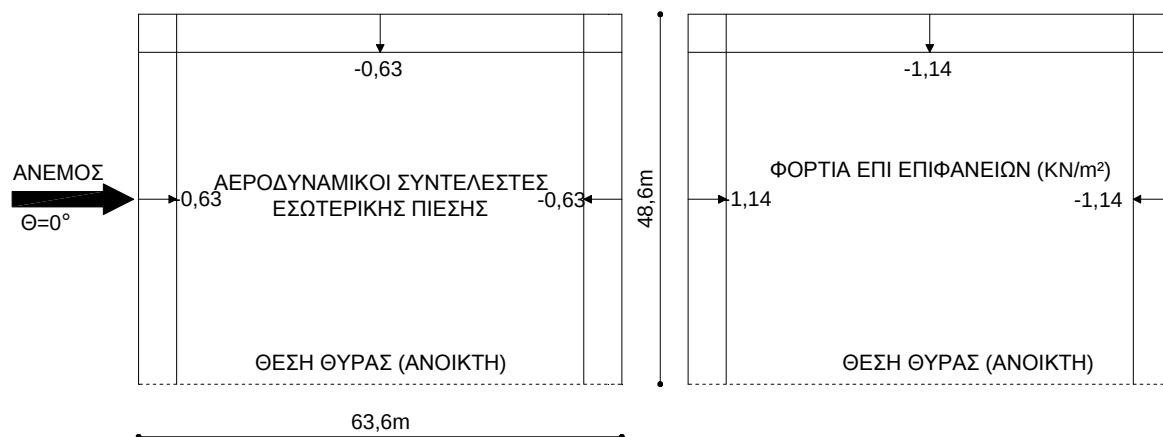
Συντελεστές εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

Το κτίριο έχει μία πλευρά ανοιχτή, το εμβαδόν της οποίας είναι ίσο με $63,6 \times 12,8 = 814,08 \text{ m}^2$ ενώ η επιφάνεια των ανοιγμάτων των υπολοίπων πλευρών είναι ίσο με $281,40 \text{ m}^2$ (ως ανωτέρω παράγραφος B.2.1). Δηλαδή ισχύει ότι $2 \times 281,08 = 562,16 \text{ m}^2 < 814,08 \text{ m}^2 < 3 \times 281,08 = 843,24 \text{ m}^2$ και επομένως η ανοικτή πλευρά θεωρείται δεσπόζουσα. Στην περίπτωση αυτή, οι εσωτερικές πιέσεις λαμβάνονται ως κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της δεσπόζουσας πλευράς. Επειδή όμως το εμβαδόν της δεσπόζουσας πλευράς είναι σχεδόν ίσο με το τριπλάσιο των ανοιγμάτων των άλλων πλευρών, τελικά επιλέγεται να ληφθεί $C_{p,i} = 0,9C_{p,e}$.

Για τους κατακόρυφους τοίχους, οι εξωτερικές πιέσεις της δεσπόζουσας πλευράς είναι -1,2 -0,8 και -0,5 για μήκος 6,7, 26,80 και 31,50m αντίστοιχα. Επομένως, η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους (στη δεσπόζουσα πλευρά) θα είναι ίση με:

$$C_{p,e,0} = (-1,2) \times \frac{6,70}{63,6} + (-0,8) \times \frac{26,80}{63,6} + (-0,5) \times \frac{30,10}{63,6} \Rightarrow C_{p,e,0} = -0,126 - 0,337 - 0,237 \Rightarrow C_{p,e,0} = -0,7$$

Και η τιμή του συντελεστή εσωτερικής πίεσης: $C_{p,i,0} = 0,9 \times C_{p,e,0} \Rightarrow 0,9 \times (-0,7) \Rightarrow \Rightarrow C_{p,i,0} = -0,63$.



Σχήμα B.16: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης επί της στέγης

Όπως και στην περίπτωση της εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους, οι αντίστοιχες τιμές επί της στέγης για την περίπτωση της ανοικτής θύρας, είναι ίδιες με την περίπτωση της κλειστής θύρας. Και εδώ, διαφοροποίηση υφίσταται μόνο στην ανοικτή πλευρά. Επομένως, οι διαστάσεις των επιμέρους ζωνών έχουν ως ακολούθως:

$$F = G = J = \frac{e}{10} = 3,35\text{m}, \quad F = \frac{e}{4} = 8,375, \quad G = b - 2 \times \frac{e}{4} = 48,6 - 2 \times \frac{33,50}{4} = 31,85$$

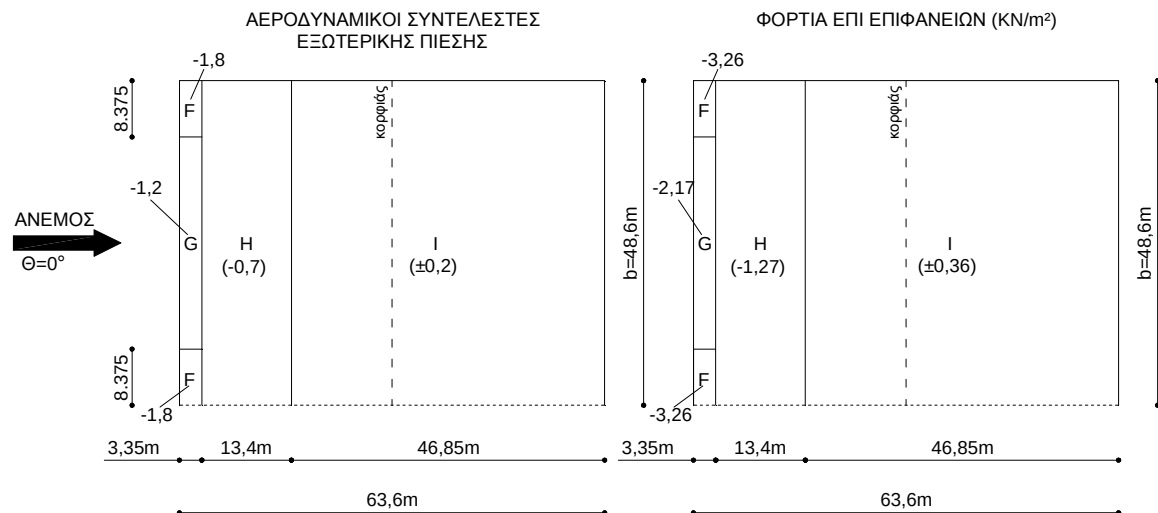
$$I = d - \frac{e}{2} = 63,6 - \frac{33,5}{2} = 46,85\text{m}$$

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών εξωτερικής πίεσης για οριζόντια στέγη θα δίνονται από τον ακόλουθο πίνακα Β.10.

Πίνακας Β.10: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια στη στέγη, γωνία $\theta=90^\circ$

Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,20	-0,70	0,20
				-0,20

Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθώς και τα αντίστοιχα φορτία επί των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων αποτυπώνονται στο ακόλουθο σχήμα Β.17.



Σχήμα Β.17: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης της στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης επί της στέγης

Για την οριζόντια στέγη, οι εξωτερικές πιέσεις της δεσπόζουσας πλευράς είναι -1,8 - 0,7 και $\pm 0,2$ για 3,35, 13,40 και 46,85m αντίστοιχα. Επομένως, η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους στη δεσπόζουσα πλευρά θα είναι ίση με:

$$C_{p,e,0} = (-1,8) \times \left(\frac{3,35}{63,6}\right) + (-0,7) \times \left(\frac{13,40}{63,6}\right) + (\pm 0,2) \times \left(\frac{46,85}{63,6}\right) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow C_{p,e,0} = (-1,8) \times 0,0527 + (-0,7) \times 0,21 + (\pm 0,2) \times 0,737 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow C_{p,e,0} = -0,095 - 0,147 + 0,147 \Rightarrow C_{p,e,0} = -0,095 \text{ (θετική πίεση στη ζώνη I)}$$

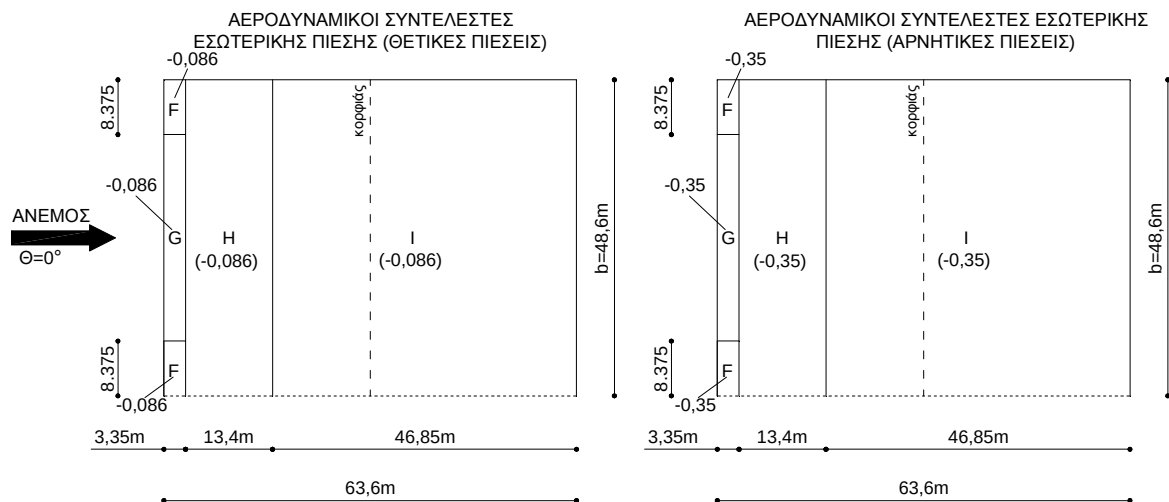
$$\Rightarrow C_{p,e,0} = -0,095 - 0,147 - 0,147 \Rightarrow C_{p,e,0} = -0,389 \text{ (αρνητική πίεση στη ζώνη I)}$$

Κατά συνέπεια, για το συντελεστή εσωτερικής πίεσης έχουμε:

$$C_{p,i,0} = 0,9 \times C_{p,e,0} \Rightarrow 0,9 \times (-0,095) \Rightarrow C_{p,i,0} = -0,086 \text{ (θετική πίεση στη ζώνη I)}$$

$$C_{p,i,0} = 0,9 \times C_{p,e,0} \Rightarrow 0,9 \times (-0,389) \Rightarrow C_{p,i,0} = -0,35 \text{ (αρνητική πίεση στη ζώνη I)}$$

Οι τιμές των συντελεστών εσωτερικής πίεσης απεικονίζονται στο επόμενο σχήμα Β.18.



Σχήμα Β.18: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εσωτερικής πίεσης της στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Τελικές πιέσεις

Σύμφωνα με τα προηγούμενα, οι τελικές πιέσεις για τόσο για τους κατακόρυφους τοίχους όσο και για την οροφή αποτυπώνεται στους πίνακες Β.11 και Β.12 και απεικονίζονται στο σχήμα Β.19.

Πίνακας Β.11: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (ανοικτή θύρα)

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_e	-2,17	-1,45	-0,91	1,27	-0,54
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pi}	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_i	-1,14	-1,14	-1,14	-1,14	-1,14
ΤΕΛΙΚΕΣ		W	-1,03	-0,31	0,23	2,41

Πίνακας Β.12: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Από το σχήμα B.20 έχουμε: $e = \min(b, 2h) = \min(63,6, 2 \times 16,75) \Rightarrow e = 33,5$, οπότε $e = 33,5m < d = 48,6m$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

Οι διαστάσεις των ζωνών στην περίπτωση αυτή είναι:

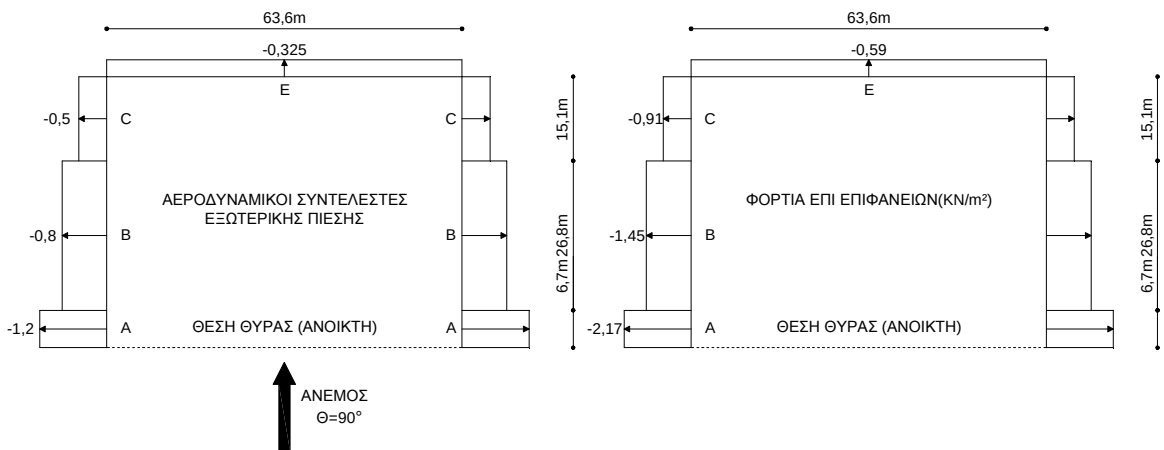
$$A = \frac{e}{5} = \frac{33,5}{5} = 6,70m, \quad B = \frac{4 \times e}{5} = \frac{4 \times 33,5}{5} = 26,80m, \quad C = d - e = 48,6 - 6,70 - 26,8 = 15,10m$$

Οι διαστάσεις των ζωνών είναι μεγαλύτερες από $10m^2$, όπως υπολογίστηκε αναλυτικά προηγούμενα, οπότε ισχύει και εδώ $C_{p,e} = C_{p,e,10}$.

Για $h/d = 16,75/48,6 = 0,344$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους, των οποίων οι τιμές παρουσιάζονται στον πίνακα B.13 και είναι ίδιες με εκείνες της περίπτωσης των κλειστών θυρών (με εξαίρεση την πλευρά της ανοικτής θύρας). Επιπλέον, στο σχήμα B.21. αποτυπώνονται οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης και τα φορτία επί των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων.

Πίνακας B.13 Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta = +90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$C_{p,e,10}$	$C_{p,e,10}$	$C_{p,e,10}$	$C_{p,e,10}$	$C_{p,e,10}$
0,344	-1,2	-0,8	-0,5	0,713	-0,325

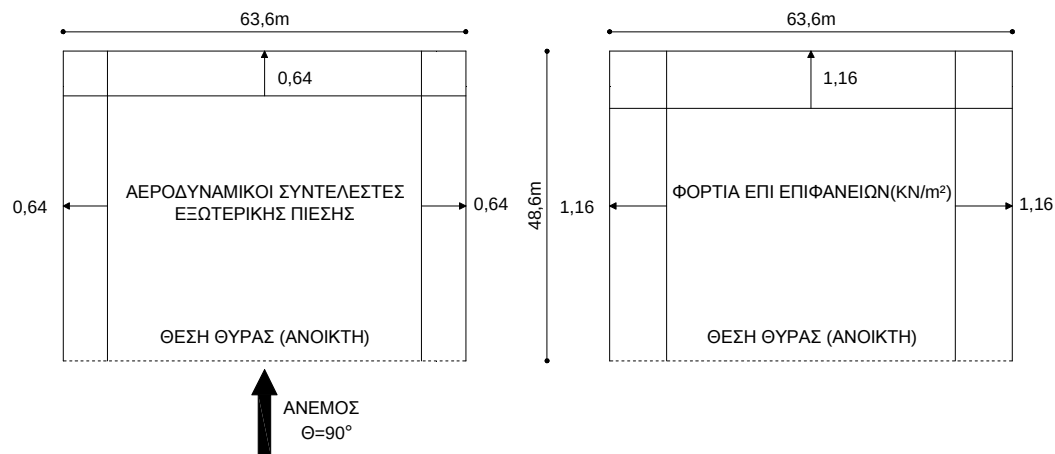


Σχήμα B.21: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = +90^\circ$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

Σε αντιστοιχία με τη διεύθυνση ανέμου 0° , στην παρούσα περίπτωση η εξωτερική πίεση της δεσπόζουσας πλευράς είναι ίση με 0,713 (ζώνη D). Επομένως, η τιμή του συντελεστή εσωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους θα είναι ίση με:

$$C_{p,i,0} = 0,9 \times C_{p,e,0} \Rightarrow 0,9 \times 0,713 \Rightarrow C_{p,i,0} = 0,64.$$



Σχήμα Β.22: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = +90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης επί της στέγης

Οι διαστάσεις των ζωνών στην περίπτωση αυτή είναι:

$$F = G = J = \frac{e}{10} = 3,35m \text{ (κατά τη μικρή πλευρά)}$$

$$F = \frac{e}{4} = 8,375 \text{ (κατά τη μεγάλη πλευρά)}$$

$$G = b - 2 \times \frac{e}{4} = 63,6 - 2 \times \frac{33,50}{4} = 46,85 \text{ και } I = d - \frac{e}{2} = 48,6 - \frac{33,5}{2} = 31,85m$$

Τα εμβαδά αλλά και οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά ζώνη της στέγης, είναι ίδια με προηγουμένως (γωνία 0). Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καταγράφονται στον ακόλουθο πίνακα Β.14.

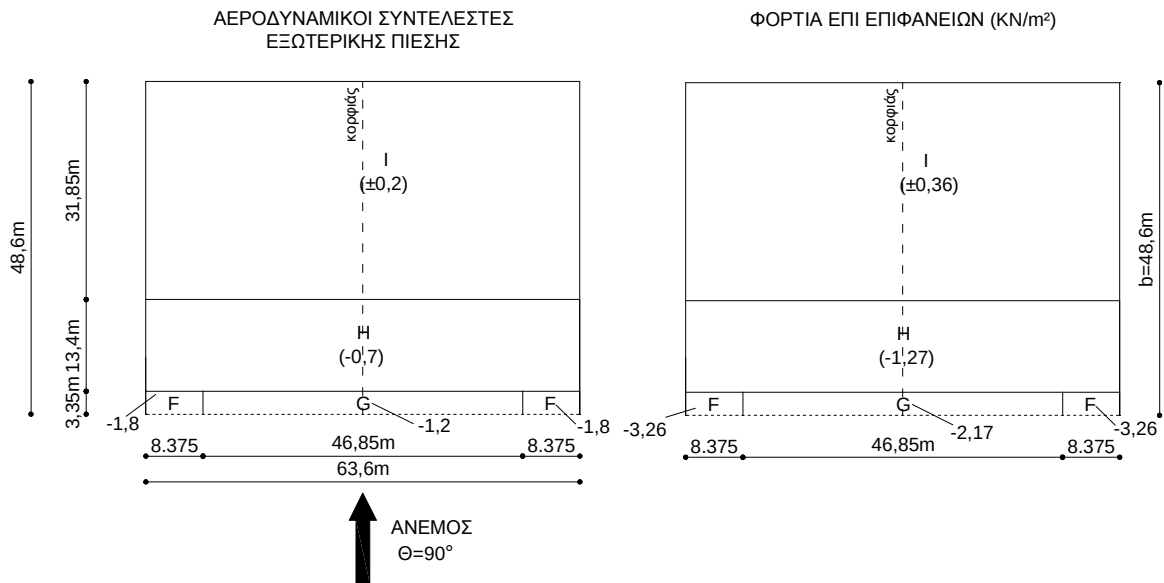
Πίνακας Β.14: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια στη στέγη, γωνία $\theta = +90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,20	-0,70	0,20
				-0,20

Με βάση τον παραπάνω πίνακα θα πρέπει να γίνουν οι εξής δύο συνδυασμοί φορτίσεων στη στέγη:

- Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Αρνητική πίεση στη ζώνη I.
- Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Θετική πίεση στη ζώνη I.

Οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης καθώς και τα αντίστοιχα φορτία επί των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων αποτυπώνονται στο ακόλουθο σχήμα Β.23.



Σχήμα Β.23: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης της στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = +90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης επί της στέγης

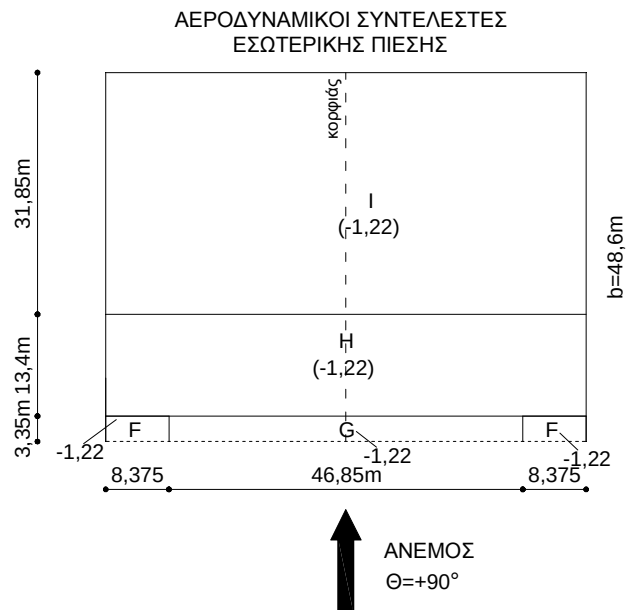
Για την οριζόντια στέγη, οι εξωτερικές πιέσεις της δεσπόζουσας πλευράς είναι -1,8, -1,2 και -1,8 για 8,375, 46,85 και 8,375m αντίστοιχα. Επομένως, η τιμή του συντελεστή εσωτερικής πίεσης για τη στέγη θα είναι ίση με:

$$C_{p,e,0} = 2 \times (-1,8) \times \left(\frac{8,375}{63,6}\right) + (-1,2) \times \left(\frac{46,85}{63,6}\right) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow C_{p,e,0} = (-1,8) \times 0,263 + (-1,2) \times 0,736 \Rightarrow C_{p,e,0} = -0,473 - 0,883 \Rightarrow C_{p,e,0} = -1,35$$

$$\text{Επομένως: } C_{p,i,0} = 0,9 \times C_{p,e,0} \Rightarrow 0,9 \times (-1,35) \Rightarrow C_{p,i,0} = -1,22.$$

Η τιμή της εσωτερικής πίεσης παρουσιάζονται στο ακόλουθο σχήμα Β.24.



Σχήμα Β.24: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εσωτερικής πίεσης της στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = +90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Τελικές πιέσεις

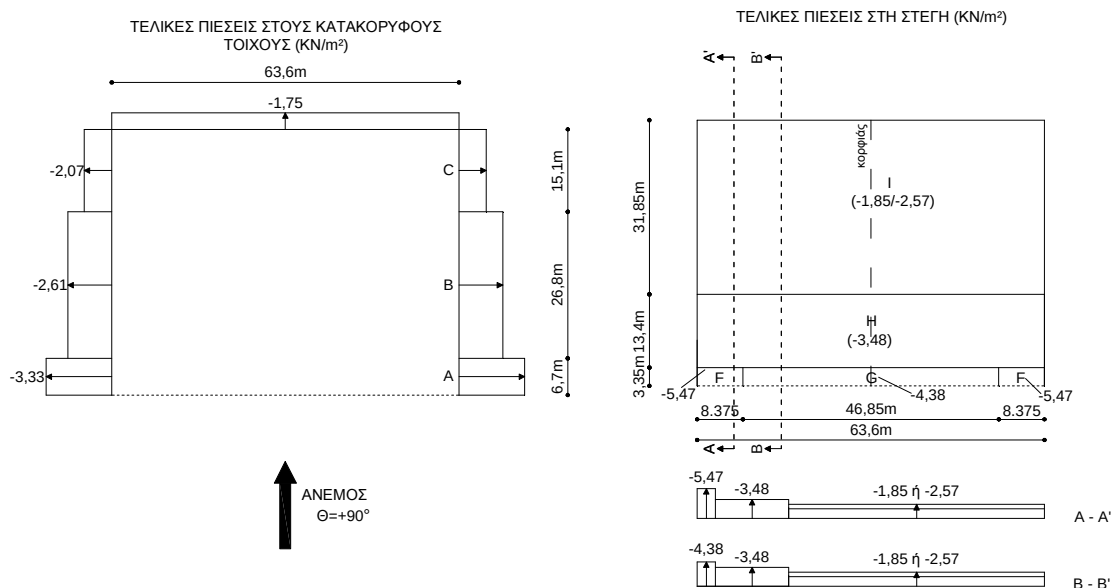
Με βάση τα προαναφερθέντα, οι τελικές πιέσεις για τόσο για τους κατακόρυφους τοίχους όσο και για την οροφή αποτυπώνεται στους πίνακες B.17 και B.18 και απεικονίζονται στο σχήμα B.25.

Πίνακας B.15: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=+90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,713	-0,325
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-2,17	-1,45	-0,91	1,29	-0,59
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-3,33	-2,61	-2,07	0	-1,75

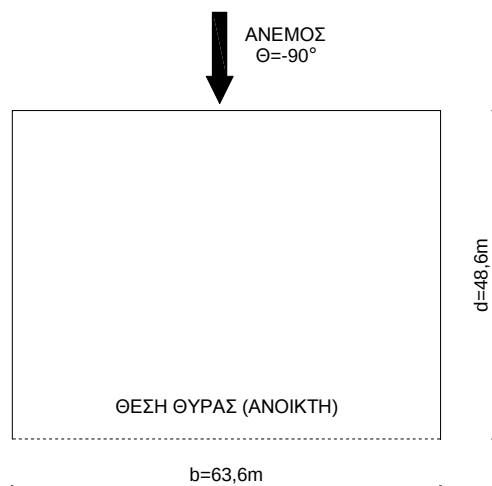
Πίνακας B.16: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=+90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ (ΘΕΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)				ΖΩΝΕΣ (ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ Ι)			
		F	G	H	I	F	G	H	I
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_e	-3,26	-2,17	-1,27	0,36	-3,26	-2,17	-1,27	-0,36
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C_{pi}	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22	-1,22
	$q_p(Z_e)$	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W_i	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21	-2,21
ΤΕΛΙΚΕΣ		W	-5,47	-4,38	-1,85	-5,47	-4,38	-3,48	-2,57



Σχήμα B.25: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στις επιφάνειες του υποστέγου για διεύθυνση ανέμου $\theta=+90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

B.3.3 Διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$



Σχήμα B.26: Διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Από το σχήμα B.26 έχουμε: $e = \min(b, 2h) = \min(63,6, 2 \times 16,75) \Rightarrow e = 33,5$
 Οπότε $e = 33,5m < d = 48,6m$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

Οι διαστάσεις των ζωνών στην περίπτωση αυτή είναι:

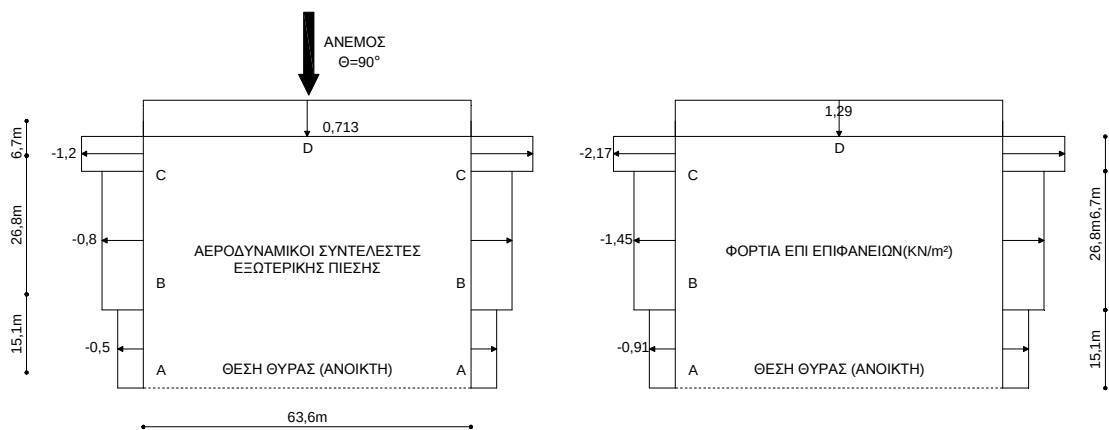
$$A = \frac{e}{5} = \frac{33,5}{5} = 6,70m, \quad B = \frac{4 \times e}{5} = \frac{4 \times 33,5}{5} = 26,80m, \quad C = d - e = 48,6 - 6,70 - 26,8 = 15,10m$$

Οι διαστάσεις των ζωνών είναι μεγαλύτερες από $10m^2$, όπως υπολογίστηκε αναλυτικά προηγούμενα, οπότε ισχύει και εδώ $C_{p,e} = C_{p,e,10}$.

Για $h/d = 16,75/48,6 = 0,344$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους, των οποίων οι τιμές παρουσιάζονται στον πίνακα B.17, ενώ η γραφική τους απεικόνιση παρουσιάζεται στο σχήμα B.27. Στο ίδιο σχήμα αποτυπώνονται και τα αντίστοιχα φορτία επί των επιφανειών των κατακόρυφων τοίχων.

Πίνακας B.17: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,344	-1,2	-0,8	-0,5	0,713	-0,325

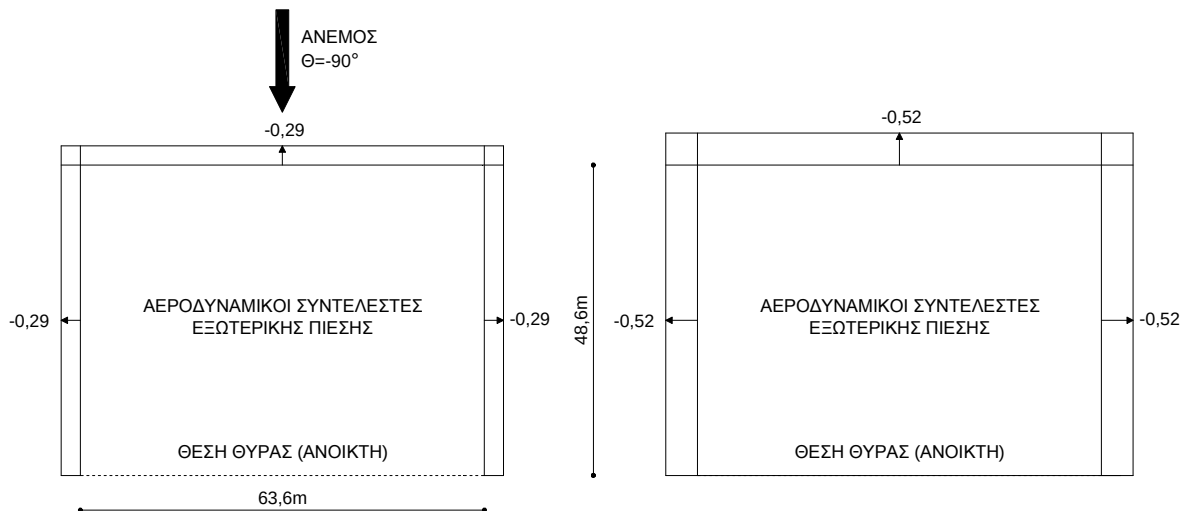


Σχήμα B.27: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους

Σε αντιστοιχία με τις άλλες διευθύνσεις ανέμου (0 και $+90$ μοίρες), στην παρούσα περίπτωση ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης της δεσπόζουσας πλευράς είναι ίση με $-0,325$ (ζώνη E). Επομένως, η τιμή του συντελεστή εσωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους θα είναι ίση με: $C_{p,i,0} = 0,9 \times C_{p,e,0} \Rightarrow 0,9 \times (-0,325) \Rightarrow C_{p,i,0} = -0,29$

Στο σχήμα B.28 φαίνεται η γραφική απεικόνιση των συντελεστών των εσωτερικών αυτών πιέσεων.



Σχήμα B.28: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εσωτερικής πίεσης στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης επί της στέγης

Οι διαστάσεις των ζωνών στην περίπτωση αυτή είναι:

$$F = G = J = \frac{e}{10} = 3,35m \text{ (στη μικρή πλευρά)}, \quad F = \frac{e}{4} = 8,375 \text{ (στη μεγάλη πλευρά)}$$

$$G = b - 2 \times \frac{e}{4} = 63,6 - 2 \times \frac{33,50}{4} = 46,85 \text{ και } I = d - \frac{e}{2} = 48,6 - \frac{33,5}{2} = 31,85m$$

Σε αντιστοιχία με τα αναγραφόμενα στις προηγούμενες παραγράφους, οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης θα δίνονται από τον ακόλουθο πίνακα Β.18.

Πίνακας Β.18: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,20	-0,70	0,20
				-0,20

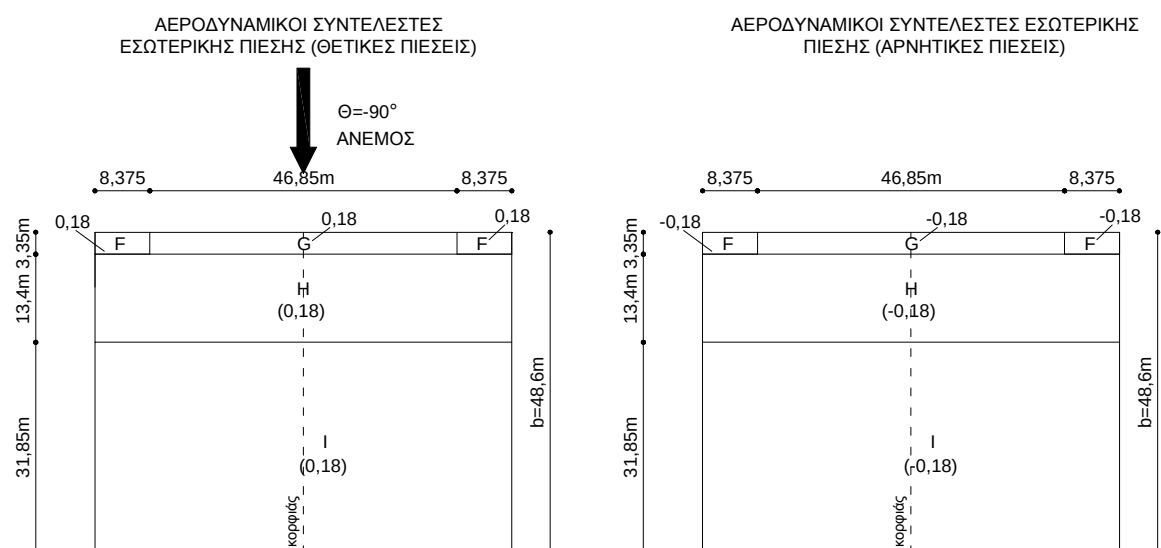
Συντελεστές εσωτερικής πίεσης επί της στέγης

Για την οριζόντια στέγη, οι τιμές του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στη δεσπόζουσα πλευρά είναι ίση με $\pm 0,2$. Επομένως, η τιμή του συντελεστή εσωτερικής πίεσης για τη στέγη θα είναι ίση με:

$$C_{p,i,0} = 0,9 \times C_{p,e,0} \Rightarrow 0,9 \times (0,2) \Rightarrow C_{p,i,0} = 0,18 \text{ (θετική πίεση στη ζώνη I)}$$

$$C_{p,i,0} = 0,9 \times C_{p,e,0} \Rightarrow 0,9 \times (-0,2) \Rightarrow C_{p,i,0} = -0,18 \text{ (αρνητική πίεση στη ζώνη I)}$$

Οι τιμές των συντελεστών εσωτερικής πίεσης (θετικές και αρνητικές) παρουσιάζονται στο ακόλουθο σχήμα Β.29.



Σχήμα Β.29: Γραφική απεικόνιση συντελεστών εξωτερικής πίεσης της δικλινούς στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

Τελικές πιέσεις

Επειδή η ζώνη I έχει θετική και αρνητική τιμή, θα πρέπει να γίνουν οι εξής συνδυασμοί:

α. Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Αρνητική πίεση στη ζώνη I- αρνητική εσωτερική πίεση.

β. Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Θετική πίεση στη ζώνη I, αρνητική εσωτερική πίεση.

γ. Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Αρνητική πίεση στη ζώνη I- θετική εσωτερική πίεση.

δ. Αρνητικές πιέσεις στις ζώνες F,G και H – Θετική πίεση στη ζώνη I, θετική εσωτερική πίεση.

Επειδή από τους τέσσερις συνδυασμούς οι δύο πρώτοι είναι δυσμενέστεροι, για όλες τις ζώνες, στην υπό εξέταση περίπτωση φόρτισης ελήφθησαν υπόψη μόνο οι δύο πρώτοι.

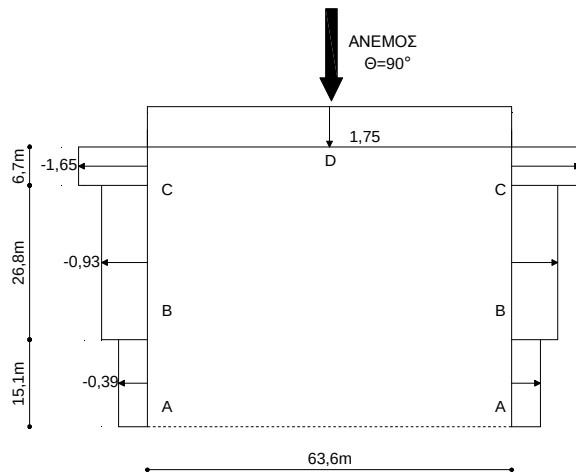
Με βάση τα προαναφερθέντα, οι τελικές πιέσεις για τόσο για τους κατακόρυφους τοίχους όσο και για την οροφή αποτυπώνεται στους πίνακες B.19 και B.20 και απεικονίζονται στο σχήμα B.30.

Πίνακας B.19: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

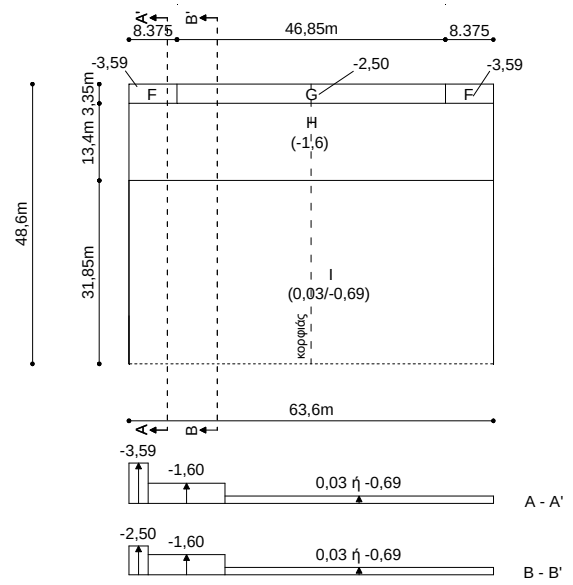
ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ				
		A	B	C	D	E
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,713	-0,325
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-2,17	-1,45	-0,91	1,29	-0,59
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	-0,29	-0,29	-0,29	-0,29	-0,29
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	-0,52	-0,52	-0,52	-0,52	-0,52
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-1,65	-0,93	-0,39	1,81	0

Πίνακας B.20: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta = -90^\circ$ (ανοικτή θύρα)

ΠΙΕΣΕΙΣ		ΖΩΝΕΣ (ΘΕΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ I)				ΖΩΝΕΣ (ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗ I)			
		F	G	H	I	F	G	H	I
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	0,2	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _e	-3,26	-2,17	-1,27	0,36	-3,26	-2,17	-1,27	-0,36
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ	C _{pi}	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
	q _p (Z _e)	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81	1,81
	W _i	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
ΤΕΛΙΚΕΣ	W	-3,59	-2,5	-1,6	0,03	-3,59	-2,5	-1,6	-0,69



ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΟΥΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ
ΤΟΙΧΟΥΣ (KN/m²)



ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ (KN/m²)

Σχήμα Β.30: Τελικές πιέσεις ανά ζώνη στις επιφάνειες του υποστέγου για διεύθυνση ανέμου $\theta = -90^\circ$ (ανοικτή θύρα)