



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποκατάσταση υφιστάμενης οικίας με σύμμικτη
κατασκευή, αλλαγή χρήσης της σε εκθεσιακό
χώρο και επέκτασή της με κατασκευή από χάλυβα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Νεφέλη Μαρία Καβαδά
Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019/26

Καββαδά Ν. Μ. (2019)
Αποκατάσταση υφιστάμενης οικίας με σύμμικτη κατασκευή, αλλαγή χρήσης της σε
εκθεσιακό χώρο και επέκτασή της με κατασκευή από χάλυβα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019/26
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Kavvada N.M. (2019)
Restoration of existing house with composite construction, change of use in an
exhibition hall and extension with steel construction
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019/26
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	8
1.1	ΣΧΕΔΙΟ ΚΑΙ ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΤΗΣ ΠΟΛΗΣ	8
1.2	ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ	9
1.3	ΚΟΥΚΑΚΙ-ΓΑΡΓΑΡΕΤΤΑ	10
1.4	ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗΣ-ΚΤΙΡΙΟΥ	10
1.5	ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	11
1.6	ΧΑΛΥΒΑΣ	12
1.7	ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	13
1.8	ΓΥΑΛΙ	13
2	ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ	15
3	ΥΛΙΚΑ	17
3.1	ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	17
3.2	ΧΑΛΥΒΑΣ	22
3.3	ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ	22
3.4	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΗΛΟΙ.....	24
3.5	ΓΥΑΛΙ.....	24
3.6	ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	25
3.7	ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	25
3.7.1	ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (G):	25
3.7.2	ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (Q):.....	25
3.7.3	ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (A):	43
3.8	ΦΟΡΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	45
4	ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ.....	47
5	ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	55
5.1	ΓΕΝΙΚΑ	55
5.2	ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	55
5.2.1	Μεταλλική Κατασκευή	55
5.2.2	Υφιστάμενη Κατασκευή (Τοιχοποιία)	56
5.3	ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	57
5.4	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	57
5.5	ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	59
5.5.1	Μεταλλική Κατασκευή	59
5.5.2	Υφιστάμενη κατασκευή (Τοιχοποιία).....	64

5.6	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ.....	66
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ/ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ.....	69
6.1	Αρχιτεκτονική Μελέτη.....	69
6.2	Στατική Μελέτη	69
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	71
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	73
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΓΥΑΛΙ	74
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	75
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	78

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2019/26

Αποκατάσταση υφιστάμενης οικίας με σύμμικτη κατασκευή, αλλαγή χρήσης της σε εκθεσιακό χώρο και επέκτασή της με κατασκευή από χάλυβα

Καββαδά Ν.Μ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Μελετάται η αποκατάσταση υφιστάμενης κατασκευής στην περιοχή του Κουκακίου με σύμμικτα στοιχεία. Προβλέπεται αλλαγή χρήσης της από οικία σε εκθεσιακό χώρο και επέκτασή της με μεταλλική κατασκευή. Αρχικά, πραγματοποιείται ιστορική μελέτη της Αθήνας και της αρχιτεκτονική της από την αρχαιότητα μέχρι σήμερα. Ακολουθεί η αναγνώριση της περιοχής του Κουκακίου και η επιλογή της νεοκλασικής οικίας στην οδό Ζαχαρίτσα 22 και Καρατζά (ανέγερση το 1915). Παρατίθεται η πρόταση αποκατάστασης και επέκτασης της κατασκευής. Η πρόταση συμπεριλαμβάνει λεπτομερώς τη διαμόρφωση και τη χρήση του εκάστοτε χώρου. Εν συνεχεία, αποφασίζονται τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν και οι ποιότητές τους. Υπολογίζονται αναλυτικά τα φορτία κατασκευής σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και σχηματίζονται οι φορτικοί συνδυασμοί. Πραγματοποιείται η αρχιτεκτονική μελέτη και παρουσιάζονται οι επιρροές, η αρχιτεκτονική ιδέα και οι βασικοί άξονες ανάπτυξης της. Μορφώνονται τα προσομοιώματα των δύο κατασκευών. Χρησιμοποιείται το πρόγραμμα Robot Structural Analysis για το προσομοίωμα της μεταλλική κατασκευής και το ABC v3.49 (ArcelorMittal Beams Calculator) για τα σύμμικτα στοιχεία της υφιστάμενης κατασκευής. Πραγματοποιείται στατική και δυναμική ανάλυση με τις ιδιαιτερότητες που επιβάλλει το έργο. Παράγονται τα αποτελέσματα των προσομοιώσεων και αποφασίζεται η διαστασιολόγηση για την έκαστη κατασκευή. Παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποιες συνδέσεις που αφορούν τη μεταλλική κατασκευή. Όσον αφορά την αρχιτεκτονική μελέτη, η βασική ιδέα είναι η νέα κατασκευή να αγκαλιάζει την παλιά, συμβολίζοντας τη σχέση της μοντέρνας τέχνης με την κλασική. Κύριοι άξονες ανάδειξης του έργου ήταν μέσω των αντιθέσεων του και των τριών όγκων που σχηματίζονται. Όσον αφορά τη στατική μελέτη, βασικό στοιχείο είναι η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q και ο τρόπος που επηρεάζει το μοντέλο. Μετά από τους 129 φορτικούς συνδυασμούς, σε ειδικές περιπτώσεις που αναμένεται κρίσιμοι να είναι αυτοί που αφορούν το σεισμό, εν τέλει κρίσιμος φαίνεται να είναι ο άνεμος.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2019/26

Restoration of existing house with composite construction, change of use in an exhibition hall and extension with steel construction

Kavvada N. M. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

This study concerns the restoration of existing house with composite elements at Koukaki area. Usage change is foreseen from house to exhibition hall and its extension with steel construction. Historical study of Athens and its architecture from ancient years up to today is studied. Next step is the identification of Koukaki area and the selection of the neoclassical house in Zacharitsa Street 22 and Karatza Steet, built in 1915. The proposal of the restoration and the extension of this construction is cited. The proposal includes the form and usage of each individual place of the construction in detail. Subsequently, the materials which are going to be used are decided. The constructions' loads are analytically calculated according to the Eurocodes and the load combinations are created. The architectural study is carried out, the architectural idea and main developmental axes are presented. Robot Structural Analysis is used for the static simulation of the steel construction and ABC v3.49 (ArcelorMittal Beams Calculator) for the composite elements of the existing construction. The static and dynamic analysis is performed with the irregularities of each construction. The outcomes of the simulations are produced and it is decided the dimensioning for each one. Some connections of the steel constructions are indicatively presented. Concerning the architectural study, the basic idea is that the new construction hugs the old one, symbolizing the relationship between modern and classical art. The basic axes, which highlight the work, are due to its contrasts and the tree formed volumes. Concerning the static study, one of the basic steps is to select the behavior coefficient and how it influences the simulation. The critical combinations seem to be the ones with the wind as main live load instead of the seismic ones.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω την κυρία Σοφία Τσιράκη, καθηγήτρια της Αρχιτεκτονικής Σχολής ΕΜΠ, για την πολύτιμη βοήθειά της με τα αρχιτεκτονικά σχέδια, το Γραφείο Πολεοδομίας της Αρχιτεκτονικής Σχολής ΕΜΠ για τα σχέδια αποτύπωσης του κτιρίου και την αγαπημένη φίλη Ελένη Γεωργίου για την βοήθειά της στην τρισδιάστατη απεικόνιση.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου, τους φίλους και κοντινούς μου ανθρώπους που στάθηκαν δίπλα μου καθόλη τη διάρκεια της εκπόνησης.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Από την Αρχαιότητα η Αθήνα υπήρξε το κέντρο πολιτισμού της Ελλάδας. Με την πάροδο των αιώνων, η πόλη παρήκμασε, φτάνοντας πληθυσμό των 5000 κατοίκων τη δεκαετία του 1830. Όταν, το 1831, ορίστηκε ως η πρωτεύουσα της νεοσύστατης Ελλάδας (1830 σύσταση του ελληνικού κράτους),



Εικόνα 1: Αθήνα 1812

ανατέθηκε στους αρχιτέκτονες Κλεάνθη και Schaubert η πλήρης τοπογραφική αποτύπωση αλλά και η παρουσίαση πρότασης για τον πολεοδομικό σχεδιασμό της. Το σχέδιο αποδείχθηκε ασύμβατο με τις τότε προοπτικές ανάπτυξης και εξαιρετικά δύσκολο στην εφαρμογή του. Η μετατροπή του ανατέθηκε στον Leo Von Klenze, ο οποίος περιόρισε την μεγαλόπνοη κλίμακά του. Η νέα πόλη θα έπρεπε να ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις μιας σύγχρονης πόλης, αλλά και να αναδεικνύει την πολιτιστική της κληρονομιά. Το 1834 ο Όθωνας και η Αντιβασιλεία αποφάσισαν οριστικά τη μεταφορά της βασιλικής καθέδρας στην Αθήνα. Έτσι, ξεκινά η ανοικοδόμησή της, πιο συστηματικά από το Μάρτιο του 1833 με πληθυσμό πόλεως 5000 κατοίκους.

1.1 ΣΧΕΔΙΟ ΚΑΙ ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΤΗΣ ΠΟΛΗΣ

Καθώς η επιλογή της Αθήνας ως πρωτεύουσας έγινε λόγω της αγάπης του Λουδοβίκου Α' για αυτήν και την πολιτιστική της κληρονομιά, όλα τα σχέδια πόλεως που προτάθηκαν είχαν άμεση σύνδεση με το ιστορικό κέντρο της. Επικράτησε η ιδέα της αντιπαράθεσης της νέας πόλης προς τα αρχαία ερείπια των Κλεάνθη και Schaubert, με τη δημιουργία ενός πολιτιστικού-αρχαιολογικού πάρκου γύρω από την Ακρόπολη. Ακολουθούσε το τριγωνικό-αστεροειδές σχήμα –πρότυπο πόλεων του 18ου αιώνα- με τις κύριες οδούς να καταλήγουν στο ανάκτορο, στην Ομόνοια, όπως οι Σταδίου και Πειραιώς, που εξαρχής είχαν αυτή την κατεύθυνση. Κατά αυτό τον τρόπο εξασφαλιζόταν οπτική διασύνδεση των κύριων κέντρων της πόλης με την Ακρόπολη, καθώς και οι κύριοι οδικοί άξονες σχημάτιζαν ορθογώνιο τρίγωνο, κάτι που θεωρήθηκε ιδιαίτερος ευρηματικό, καθώς ήταν δυνατή η ανάπτυξη της πόλης σε ορθογωνικούς καννάβους διαγώνιους μεταξύ τους. Η πόλη αναπτυσσόταν προς τα βόρεια, ενώ νότια της Ακρόπολης το σχέδιο ήταν ελευθέρως δόμησης για την επέκταση του αρχαιολογικού πάρκου.

Κατά το 1834 αναθεωρήθηκε το παραπάνω σχέδιο λόγω προβλημάτων που δημιουργήθηκαν από τις απαλλοτριώσεις των αρχαιολογικών ανασκαφών, των περιοχών ανάπλασης των παλιών τμημάτων και της επιλογής θέσης των ανακτόρων. Την αναθεώρηση ανέλαβε ο Leon Von Klenze, σύμβουλος του Λουδοβίκου Α'.

1.2 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ

Από τα ήδη υπάρχοντα κτίρια, 73 μικρά σπίτια των 2 ή 3 δωματίων της απλής αθηναϊκής αρχιτεκτονικής επί τουρκοκρατίας καθώς και μερικά μεγάλα των 12 και 16 δωματίων τίθενται υπό την διάθεση της κυβερνήσεως. Αυτό σημαίνει πως η τυπική αθηναϊκή αρχιτεκτονική παραμένει ένα αρχιτεκτονικό σημείο αναφοράς της πόλης. Οι μικρές κατοικίες χαρακτηρίζονταν από λιτότητα, ήταν διάφορα με αυλή, κήπο, χαγιάτι ή ισόγεια δίχωρα με δωμάτια με σοβά, όπου η πρόσβαση επιτυγχάνονταν με μικρή ξύλινη σκάλα, και ξύλινα πατώματα. Όσον αφορά τα μεγαλύτερα κτίρια, επιλέχθηκαν μέγαρα και κατοικίες επιφανών κατοίκων της Αθήνας όπως το μέγαρο του Κοντόσταυλου, το σπίτι του Finley και οι κατοικίες των Βλαχούτση, κόντε Μπότσαρη και Υδριώτη, τα οποία ακολουθούσαν τα δυτικά πρότυπα.

Την διεκπεραίωση των βασιλικών διαταγμάτων σε σχέση με τα αρχιτεκτονικά και πολεοδομικά θέματα την ανέλαβαν αξιωματικοί του σώματος του Μηχανικού, όπως ο Δ.Σταυρίδης, ο Εμ. Μανιτάκης, ο Ι. Καλλέργης, ο Στ. Ησαΐας καθώς και άλλοι απόφοιτοι της Στρατιωτικής Σχολής των Ευελπίδων. Στη συνέχεια, το Δεκέμβριο του 1834 ιδρύεται το τμήμα Πολιτικής Αρχιτεκτονικής του Υπ. Εσωτερικών, το οποίο μένει μεν στρατιωτική υπηρεσία, αλλά επικεφαλής τίθεται ο Ed.Schaubert. Αργότερα, ιδρύεται ο πρόδρομος του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, το τότε επονομαζόμενο «Βασιλικόν Πολυτεχνείον» ή «Σχολείον των Τεχνών», με διευθυντή –κατά την καθιέρωσή του σε καθημερινή βάση- του Λύσανδρου Κανταντζόγλου (1847).

Κατά το 1836, δημοσιεύεται το διάταγμα περί του σχεδίου πόλης, το οποίο είχε ειδικές διατάξεις για τις οδούς Αθηνάς, Αιόλου, Ερμού, Πειραιώς, μακράς Στοάς, Σταδίου και για την πλατεία Όθωνος και Λουδοβίκου, όπου όλες οι κατοικίες θα έπρεπε ως μεμονωμένα στοιχεία να έχουν ισόγειο και ανώγειο, καθώς και ως σύνολο να σχηματίζουν συνεχή και αδιάκοπη σειρά. Τα σχέδια θα πρέπει να εγκρίνονται από το μηχανικό του νόμου και τον γεωμέτρη της πόλεως. Ωστόσο, αυτό μάλλον δεν εφαρμόστηκε ποτέ.

Έτσι, δεν υπάρχουν στοιχεία για τα ιδιόκτητα μεγάλα σπίτια, παρά μόνο για τα δημόσια κυρίως ξένων αρχιτεκτόνων όπως ο F. Gärtner, Weiller, Hoffer, Stauffert, Cr. Hansen. Τα σχέδια των δημοσίων κτιρίων περνούσαν από την έγκριση του Ed. Schaubert, ο οποίος ανέθετε τα σχέδια κυρίως σε Γερμανούς αρχιτέκτονες καθώς και στους Δανούς αδελφούς Hansen. Πολλοί λίγοι Έλληνες αρχιτέκτονες είχαν τις απαραίτητες γνώσεις και συμμετείχαν στην ανοικοδόμηση της Αθήνας. Ξεχωρίζουν οι Λάμπρος Ζαβός, Σταμάτης Κλεάνθης, Λύσανδρος Κανταντζόγλου, Παναγής Βρεττός Κάλκος, Γεράσιμος Μεταξάς. Ωστόσο, μετά τη συνταγματική μεταρρύθμιση του 1844, αναλαμβάνουν τις θέσεις οι Έλληνες μηχανικοί.

Έτσι, άρχισε να διαμορφώνεται η ιδιαίτερη νεοκλασική αρχιτεκτονική στην Ελλάδα. Αυτό που την διαφοροποιεί από το αντίστοιχο κίνημα στην Ευρώπη, είναι ότι αφομοιώθηκε τόσο από τα υψηλά κοινωνικά στρώματα, όσο και από τα πιο χαμηλά. Αίτιο αυτής της καθολικής αποδοχής της ήταν το γεγονός ότι η ίδια της η έμπνευση, η αρχιτεκτονική της κλασικής περιόδου, ήταν ήδη βίωμα όλου του ελληνικού λαού, και περισσότερο όσων ζούσαν στην Αθήνα. Επομένως, δεν είχε

ελιτιστικό χαρακτήρα, όπως στην Ευρώπη, αλλά αποτέλεσε την συνέχεια της παράδοσης του ελληνικού λαού και ήρθε σαν άμεση συνέπεια της κληρονομιάς του.

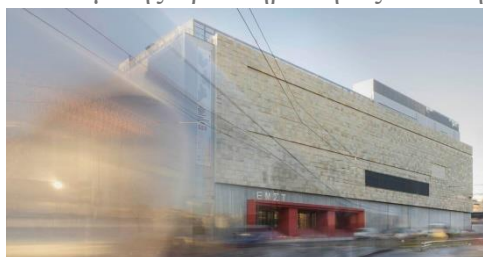
1.3 ΚΟΥΚΑΚΙ-ΓΑΡΓΑΡΕΤΤΑ

Ο πληθυσμός της Αθήνας αυξανόταν ολοένα και περισσότερο. Ήδη από την περίοδο του 1860 η μεσαία αστική τάξη ξεκίνησε να πυκνώνει τους πρώτους οικισμούς δυτικά της οδού Πειραιώς και βορειανατολικά του κέντρου προς Λυκαβηττό. Το 1869 δημιουργείται ο σταθμός του Θησείου που έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της συγκοινωνιακής συμφόρησης και την ανάπτυξη της παραγωγικής ζώνης προς τα δυτικά. Μετά το 1875, ο Χαρίλαος Τρικούπης μεταβαίνει σε μεταρρυθμίσεις σχετικά με το μεταναστευτικό ρεύμα προς την Αθήνα. Προσπαθεί επίσης να εκβιομηχανοποιήσει τον άξονα Αθήνας-Πειραιά. Σχεδόν μια δεκαετία αργότερα (1881) ανακτάται η Θεσσαλία καθώς και άλλες ελληνικές περιοχές. Όλα τα παραπάνω έχουν ως αποτέλεσμα την αύξηση της πληθυσμιακής συρροής στην Αθήνα καθώς και τις πιο απαιτητικές λειτουργικές ευθύνες.

Ακολούθησε ένας οικοδομικός οργανισμός με τη δημιουργία νέων περιοχών γύρω από το κεντρικό πυρήνα. Το 1915 παρατηρείται πύκνωση του οικισμού νότια του βράχου της Ακρόπολης προτιμώμενη από τη μεσοαστική τάξη. Η ανάπτυξή της οφείλεται κυρίως στην παράλληλη ανάπτυξη της φαληρικής ακτής καθώς και στην δημιουργία της γραμμής του τραμ.

1.4 ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗΣ-ΚΤΙΡΙΟΥ

Η περιοχή του Κουκακίου αποτελεί μία από τις πιο παλιές γειτονιές της Αθήνας. Βρίσκεται σε απόσταση αναπνοής από την Ακρόπολη και σκαρφαλώνει μέχρι τον λόφο των Μουσών. Αρχιτεκτονικά, σαφώς έχει επηρεαστεί από την έξαρση της οικοδομικής δραστηριότητας από την δεκαετία του 60 και μετά, ωστόσο, κατάφερε



Εικόνα 2: ΕΜΣΤ

να διασφαλίσει τον ελληνικό νεοκλασικισμό¹, όπως τον αναλύσαμε παραπάνω. Στο σημείο αυτό, πρέπει να γίνει αναφορά, σαφώς, στα μοντέρνα κτίσματα της περιοχής, όπως το Εθνικό Μουσείο Σύγχρονης Τέχνης² ή το κτίριο που στεγάζει την Action Aid (Φαλήρου 52, Κουκάκι).

Η επιλογή της περιοχής έγινε λόγω της αλληγορικής αίσθησης που εκπέμπει στον επισκέπτη. Βομβαρδισμένος από όλα αυτά τα διαφορετικά στοιχεία του αστικού τοπίου που μπλέκονται μεταξύ τους με ένα μοναδικό τρόπο, μοιάζει σαν να ταξιδεύει στο χρόνο. Με σκοπό να προσεγγιστεί μια αρχιτεκτονική διάθεση συνδυασμού του νέου με το παλιό, επιλέχθηκε προς μελέτη η κατοικία της οδού Ζαχαρίτσας και

¹Χάρη στη Μελίνα Μερκούρη

²Την ανάπτυξη του συγκεκριμένου κτιρίου την ανέλαβαν τα γραφεία 3SK ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΕΣ Α.Ε., Ι. ΜΟΥΖΑΚΗΣ και ΣΥΝΕΡΓΑΤΕΣ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΕΣ Ε.Π.Ε., TIM RONALDS ARCHITECTS, ενώ συμμετέχει και ως συνεργάτης της 3SK η Καλλιόπη Κοντόζογλου.

Καρατζά. Πρόκειται για μία νεοκλασική μονοκατοικία των αρχών του προηγούμενου αιώνα, η οποία θα λάβει μια νέα μορφή με την προσθήκη της μεταλλικής κατασκευής, η οποία αναλύεται λεπτομερώς στο επόμενο κεφάλαιο.

1.5 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Η τοιχοποιία είναι ένας από τους αρχαιότερους και πιο διαδεδομένους τρόπους δόμησης παγκοσμίως. Η χρήση της άρχισε να περιορίζεται από τα μέσα του 19ου αιώνα, με την εμφάνιση και χρήση του χάλυβα και, ακόμα περισσότερο, στις αρχές του 20ου με την καθιέρωση του σκυροδέματος. Το πιο συνηθισμένο είδος δόμησης ήταν με λιθοδομές, οι οποίες αντικαταστάθηκαν στα τέλη του 19ου αιώνα από τις τοιχοποιίες με οπτόπλινθους, καθώς συστηματοποιήθηκε η παραγωγή αυτών. Η τεχνική της λιθοδομής χρησιμοποιήθηκε σε όλων των ειδών τα κατασκευαστικά έργα όπως κτίρια, γεφύρια, τοίχους αντιστήριξης κ.ά. Εξαίρεση αποτελούσαν κατασκευές κοντά σε συμβολές μεγάλων ποταμών, π.χ. στη Μεσοποταμία, όπου κύριο είδος τοιχοσώματος αποτελούσαν οι ωμόπλινθοι, λόγω των διαθέσιμων υλικών. Στην Ελλάδα, γινόταν χρήση των ωμόπλινων κυρίως στις πεδινές περιοχές και σε αγροικίες μέχρι τα μετεπαναστατικά χρόνια και την εμφάνιση τσιμεντόλιθων. Η περιορισμένη χρήση τους οφείλεται στην μειωμένη αντισεισμική τους ικανότητα. Επίσης, συναντώνται συχνά περιφράξεις από ξερολιθιές, κυρίως σε αγροτικές και νησιωτικές περιοχές. Πλέον, η τοιχοποιία στη χώρα μας χρησιμοποιείται κυρίως ως υλικό πλήρωσης του φέροντος οργανισμού μίας κατασκευής (οπτολιθοδομή), ως υλικό για την κατασκευή περιφράξεων, αγροτικών και βιομηχανικών εγκαταστάσεων (τσιμεντολιθοδομή) καθώς και ως μέσο αντιστήριξης πρανών.

Η τοιχοποιία είναι ένα σύνθετο δομικό υλικό που αποτελείται από τα τοιχοσώματα και το συνδετικό κονίαμα. Μπορεί να κατηγοριοποιηθεί με πολλούς τρόπους, ανάλογα με τον τρόπο δόμησης και τη λειτουργία της στο δόμημα.

Τα τοιχοσώματα μπορούν να είναι φυσικά ή τεχνητά. Τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές) ανάλογα με το αν έχουν ή όχι κονίαμα διακρίνονται σε ξηρολιθοδομές (ξηρολιθιές), οι οποίες αποτελούνται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους δίχως κονίαμα· λιθοδομές, οι οποίες αποτελούνται από φυσικούς λίθους συγκολλημένους με χρήση κονιάματος· χυτές τοιχοποιίες, οι οποίες αποτελούνται από πλαστικά μείγματα πηλού, κροκάλων και σκυροδέματος. Τοιχοποιίες από τεχνητούς λίθους (πλινθοδομές) ανάλογα με το υλικό των τοιχοσωμάτων διακρίνονται σε ωμοπλινθοδομές (δομές από άψητες «χωματόπλινθες»)· οπτοπλινθοδομές (τούβλα)· τσιμεντοπλινθοδομές ή τσιμεντολιθοδομές.

Τέλος, ανάλογα το λειτουργικό χαρακτήρα της τοιχοποιίας, αυτή διακρίνεται σε φέρουσα, η οποία μεταφέρει όλα τα φορτία της κατασκευής στο έδαφος, σε τοιχοποιία πληρώσεως, η οποία χρησιμοποιείται για τη διαμόρφωση των χώρων, σε τοιχοποιία αντιστήριξης, για την στήριξη γαιωδών πρανών και σε τοιχοποιία επενδύσεως, η οποία χρησιμοποιείται για διακοσμητικούς σκοπούς.

Το εν λόγω κτίριο, αποτελεί κατασκευή του 1915. Η τοιχοποιία είναι φέρουσα και αποτελεί λιθοδομή.

1.6 ΧΑΛΥΒΑΣ

Ο σίδηρος ξεκίνησε να χρησιμοποιείται με τη μορφή σίδηρου υψικαμίνου και κυρίως χυτοσίδηρου στο τέλος του 18^ο αι, την ίδια περίοδο με την Βιομηχανική Επανάσταση. Αρχικά είχε μη δομικό ρόλο καθώς συναντάται σε διακοσμητικά στοιχεία προσόψεων, ροζέτες, κιγκλιδώματα κλπ κυρίως στην Ευρώπη. Το υλικό με τα τότε χαρακτηριστικά ήταν σκληρό και ψαθυρό, αλλά είχε μεγάλη αντοχή σε θλίψη.

Το υλικό εδραιώνεται ως δομικό το 1779 με την κατασκευή της πρώτης τοξωτής γέφυρας Ironbridge στη Βρετανία, ανοίγματος 33 m από χυτοσίδηρο. Έκτοτε, ξεκίνησε η ευρεία χρήση του και αρχιτεκτονική του εκμετάλλευση με έργα σε όλη την Ευρώπη όπως η Gallerie St. Hubert (1846) στις Βρυξέλλες και η Gallerie Vittorio Emanuele (1865) στο Μιλάνο, αλλά και σιδηροδρομικούς σταθμούς, εργοστάσια, αποθήκες, γέφυρες κ.ά. Σε κτίρια, ο χάλυβας άρχισε να χρησιμοποιείται στις αρχές του 20^{ου} αιώνα, κυρίως σε ουρανοξύστες της Αμερικής, ιδιαίτερα στο Σικάγο.

Με την εξέλιξη της τεχνολογίας, ο σίδηρος δίνει τη θέση του στο χάλυβα. Οι μέθοδοι παραγωγής εξελίσσονταν από τον κλίβανο Bessemerστους ηλεκτρικούς κλιβάνου και τη συνεχή χύτευση. Παράλληλα ο συνήθης μαλακός χάλυβας (St37 ή S235) δίνει τη θέση του σε χάλυβες με υψηλότερης ποιότητας 9S355, S460, S690). Επίσης, πλέον παράγονται και χάλυβες με ειδικά χαρακτηριστικά, όπως η ανθεκτικότητα σε διάβρωση, η δυσθραυστικότητα κ.ο.κ.

Ο δομικός χάλυβας αποτελεί ένα κράμα από σίδηρο (Fe), άνθρακα (C) 0.20-0.30%, πυρίτιο (Si) και μαγγάνιο (Mn) 1.5%, νικέλιο (Ni) 0.30%, χρώμιο (Cr) 0.30% και χαλκό (Cu) 0.30%. Ανάλογα με τα ειδικά χαρακτηριστικά, τα ποσοστά αλλάζουν ή προσθέτονται κι άλλα στοιχεία.

Η παραγωγή χάλυβα πλέον μπορεί να γίνει με τις παρακάτω μεθόδους:

- I. Θερμή έλαση: η μορφοποίηση του μετάλλου γίνεται υπό πολύ υψηλές θερμοκρασίες
- II. Ψυχρή έλαση: η μορφοποίηση του μετάλλου γίνεται σε θερμοκρασία περιβάλλοντος με συμπίεση.

Για τη μελέτη και διαστασιολόγηση μιας μεταλλικής κατασκευής χρησιμοποιείται ο Ευρωκώδικας 3.

Η επιλογή του υλικού αυτού για τον φέροντα οργανισμό στην παρούσα μελέτη έγινε για ποικίλους λόγους. Αρχικά, η μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία ως προς το βάρος του και τα μειωμένα ίδια βάρη του το καθιστούν πολύ προνομιακό. Παράλληλα, δίνει τη δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων, η οποία είναι απαραίτητη αρχιτεκτονικά σε έναν εκθεσιακό χώρο για να μην επηρεάζεται ο επισκέπτης και περιορίζεται η εκάστοτε τρέχουσα έκθεση από τα δομικά στοιχεία μέσα στο χώρο. Έχει καλή αντισεισμική συμπεριφορά, κάτι το οποίο είναι απαραίτητο σε μια σεισμογενή χώρα όπως η Ελλάδα, αλλά ταυτόχρονα, δεν θα επηρεάσει αρνητικά την υφιστάμενη κατασκευή, η οποία χρονολογείται το 1915 και είναι εύθραυστη. Παρέχει μεγάλη ταχύτητα ανέγερσης, λόγω τυποποίησης της παραγωγής και δυνατότητα ποιοτικού ελέγχου εκτός εργοταξίου. Προσφέρεται μεγάλη ποικιλία διατομών, για να καλύψει κάθε ανάγκη ενός τέτοιου ιδιαίτερου

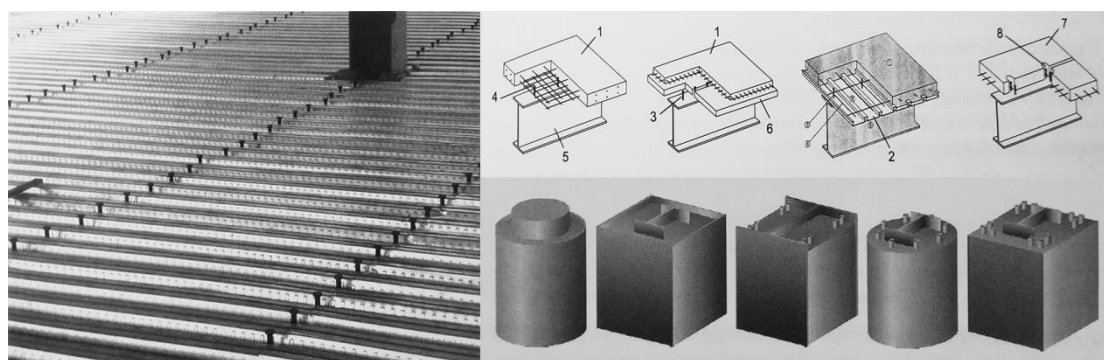
χώρου. Τέλος, σε περίπτωση βλάβης είναι εύκολος ο εντοπισμός και η αποκατάστασή της.

1.7 ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Τα σύμμικτα στοιχεία ξεκίνησαν να χρησιμοποιούνται σε οικοδομικές κατασκευές στην Ιαπωνία την δεκαετία του 1930. Στην Ευρώπη κατά τον Δεύτερο Παγκόσμιο Πόλεμο δεν χρησιμοποιούνταν ο χάλυβας, λόγω έλλειψης του και υψηλού κόστους πυροπροστασίας. Εξού και η ανάπτυξη των σύμμικτων κατασκευών την περίοδο εκείνη (μικρότερο κόστος). Στην δεκαετία του 1950, ξεκινάει η ανέγερση σύμμικτων, προεντεταμένων γεφυρών μεσαίων και μεγάλων ανοιγμάτων, εξασφαλίζοντας όσο το δυνατόν μεγαλύτερη οικονομία. Από την δεκαετία του 1980 και μετά, αυξήθηκε η χρήση του χάλυβα λόγω της υιοθέτησης των αμερικάνικων μεθόδων διαχείρισης fast-track, με την Αγγλία και τις σκανδιναβικές χώρες να πρωτοπορούν. Σήμερα, η χρήση τόσο σιδηροκατασκευών όσο και σύμμικτων κατασκευών εντείνεται λόγω των πολλών πλεονεκτημάτων.

Στην Ελλάδα, η πιο χαρακτηριστική κατασκευή από σύμμικτα στοιχεία είναι η καλωδιωτή γέφυρα Ρίου-Αντιρίου συνολικού μήκους 3 χιλιομέτρων, 4 ανοιγμάτων των 600 μέτρων και ύψους 160 μέτρων από τη στάθμη της θάλασσας.

Η χρήση του χάλυβα σε κτίρια είναι αλληλένδετη με την χρήση σκυροδέματος σε μορφή σύμμικτων στοιχείων. Η συνεργασία σιδηροδοκού με πλάκα σκυροδέματος, με τη χρήση διατμητικών συνδέσμων, οδηγεί σε σύμμικτη δοκό, η συνεργασία χαλυβδόφυλλου με το σκυρόδεμα οδηγεί σε σύμμικτη πλάκα, και τέλος, ο μερικός ή πλήρης εγκιβωτισμός ανοιχτών ή κλειστών διατομών χάλυβα σε σκυρόδεμα οδηγεί σε σύμμικτα υποστυλώματα.



Εικόνα 3: Σύμμικτα στοιχεία (χαλυβδόφυλλα σύμμικτης πλάκας, τυπικές διατάξεις συμμίκτων δοκών, σύμμικτα υποστυλώματα)

1.8 ΓΥΑΛΙ

Το γυαλί κατασκευάστηκε για πρώτη φορά στην Αίγυπτο κοντά στο 1500 π.Χ. Μέσα στην επόμενη χιλιετία διαδόθηκε ευρέως και η χρήση του γινόταν κυρίως από τις βασιλικές οικογένειες και τον κλήρο. Ως δομικό στοιχείο, το γυαλί χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά στους μεσαιωνικούς ναούς της Δυτικής Ευρώπης, ως παράθυρο βιτρώ. Μετά το 1920 κυριάρχησε η τεχνική «έλξης» στην υαλοουργία,

με αποτέλεσμα την πτώση των τιμών. Ωστόσο, η μεγάλη αλλαγή στην παραγωγή γυαλιού ήρθε τη δεκαετία του 1950 με την ανάπτυξη της τεχνικής του γυαλιού float από τον Alastair Pilkington.

Πλέον, το γυαλί παίζει σημαντικό ρόλο στους τομείς της Αρχιτεκτονικής και του Πολιτικού Μηχανικού. Η χρήση του επεκτείνεται σε πατώματα, κολώνες ή και τοίχου (shear panel). Ωστόσο, δεν υπάρχει κάποιος διεθνής κανονισμός για την πρόβλεψη της κατασκευής και λειτουργίας του. Εκτός από τους εθνικούς κανονισμούς, υπάρχει και ο κανονισμός CEN/TC 250 “Structural Eurocodes”, που θέτει τα θεμέλια για ένα νέο Ευρωκώδικα.

Το γυαλί είναι ψαθυρό υλικό, άκαμπτο και συμπεριφέρεται γραμμικώς ελαστικά ως τη θραύση. Αποτελείται από χαλαζία (SiO_2), ασβέστιο (CaO), οξείδιο του νατρίου (Na_2O), οξείδιο του μαγνησίου (MgO) και αλουμίνιο (Al_2O_3). Για μεγαλύτερη θερμική μόνωση χρησιμοποιείται γυαλί από βοροπυρίτιο, το οποίο ονομάζεται πυράντοχο.

Το δομικό γυαλί χωρίζεται στις παρακάτω κατηγορίες, σύμφωνα με τον τρόπο επεξεργασίας:

- I. Θερμικώς Σκληρυμένο Γυαλί (ESG)
- II. Θερμικώς Ενισχυμένο Γυαλί (TVG)
- III. Χημικά Επεξεργασμένο Γυαλί
- IV. Γυαλί Triplex

2 ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Το προς μελέτη υφιστάμενο κτίριο βρίσκεται στην περιοχή του Κουκακίου, αρκετά κοντά στον λόφο των Μουσών, Ζαχαρίτσας 22 και Καρατζά. Η κατασκευή είναι νεοκλασική, διώροφη (ισόγειο και πρώτος όροφος), χτισμένη το 1915, λίθινη με εξωτερικούς τοίχους 50 εκ., εσωτερικούς τούβλινους 10-30 εκ. και ξύλινα πατώματα. Έχει δύο εισόδους, μία από κάθε οδό. Δεν περιέχει υπόγειο και έχει στέγη με κεκλιμένα επίπεδα με επένδυση κεραμιδιών. Ο χώρος είναι 92.016 + 17.788 τετραγωνικά μέτρα ο εκάστοτε όροφος και αποτελεί κατοικία. Επί της οδού Ζαχαρίτσας υπάρχει



Εικόνα 4: Το υφιστάμενο κτίριο όπως φωτογραφήθηκε από τους μαθητές της αρχιτεκτονικής



Εικόνα 5: Το υφιστάμενο κτίριο (προσωπικό αρχείο)

ακάλυπτος χώρος, ο οποίος παλιότερα φαίνεται να είχε μία επέκταση του υφιστάμενου, η οποία είναι δύσκολα προσδιορίσιμη, καθώς έχει γκρεμιστεί. Ο ακάλυπτος χώρος υπολογίστηκε στα 118.426 τετραγωνικά μέτρα. Το έδαφος είναι ασβεστολιθικό (υγιές καθώς βρίσκεται κοντά στον λόφο της Ακρόπολης).

Προτείνεται η αλλαγή χρήσης του κτιρίου από κατοικία σε εκθεσιακό και πολιτιστικό κέντρο. Προβλέπεται αποκατάσταση των ξύλινων πατωμάτων και στέγης με σύμμικτα στοιχεία και

επέκταση του κτιρίου που θα κατασκευαστεί από μεταλλικό φέρων οργανισμό. Να σημειωθεί ότι η στέγη θα αποκατασταθεί πλήρως και θα έχει την αρχική της μορφή μετά το πέρας της επέμβασης. Θα γίνει επέκταση σε δύο κατευθύνσεις, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχέδια, ώστε να καλύπτεται η απαίτηση σε εμβαδόν του χώρου. Καθ' ύψος θα εκτείνεται σε πέντε ορόφους (ισόγειο – πρώτος – δεύτερος – τρίτος – τέταρτος). Στην οροφή προβλέπεται κατάλληλη διαμόρφωσή του για τη χρήση του ως roof garden. Η κύρια επέκταση η οποία θα εκτείνεται στον ακάλυπτο χώρο και θα αποτελεί αυτόνομο κτίριο, θα είναι εξολοκλήρου μεταλλική κατασκευή, (με εξωσκελετό), καλυμμένο με τζαμαρίες στις όψεις, ώστε να μπαίνει το φυσικό φως και να προσελκύει τον επισκέπτη, εμπνευσμένο από το χαγιάτι. Ένα μέρος του ακάλυπτου χώρου θα παραμείνει ακάλυπτο, θα πλακοστρωθεί και θα διαμορφωθεί έτσι ώστε να αποτελεί τον υπαίθριο χώρο χαλάρωσης, χαρακτηριστικό της αθηναϊκής αρχιτεκτονικής. Υπάρχει πρόληψη για ανελκυστήρα για ΑΜΕΑ καθώς και εσωτερικής σκάλας. Επίσης, προβλέπεται κατασκευή υπογείου χώρου από οπλισμένο σκυρόδεμα, ώστε να στεγάζονται οι αποθηκευτικοί χώροι, τα γραφεία



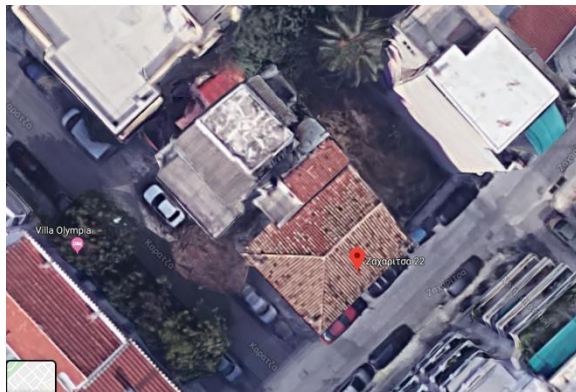
Εικόνα 6: Πρόσοψη (προσωπικό αρχείο)

διοίκησης και τα εργαστήρια συντήρησης των έργων, ο οποίος δεν μελετήθηκε στην παρούσα εργασία.



Εικόνα 7: Ακάλυπτος χώρος στον οποίο υπήρχε κτίσμα μη προσδιορισμο (π.α.)

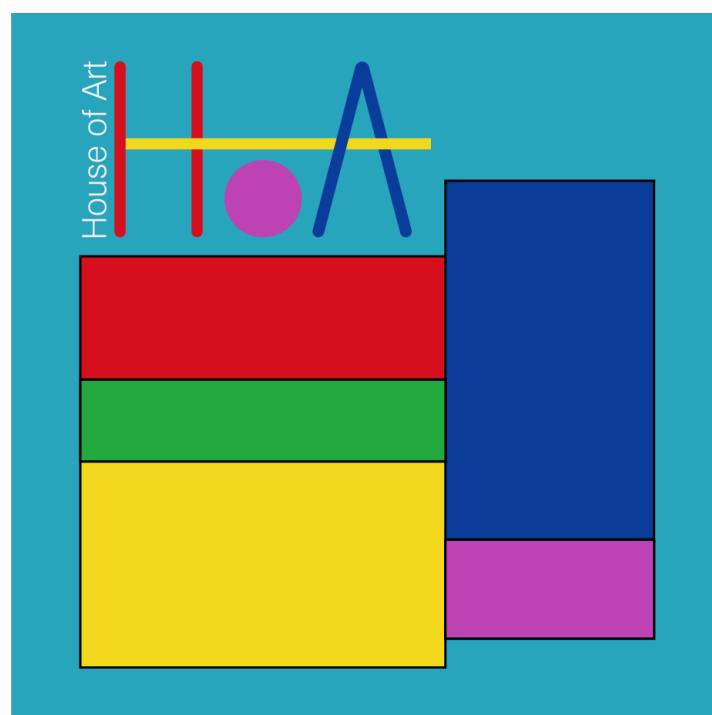
Στο ισόγειο θα στεγάζεται η υποδοχή, μέρος της μόνιμης έκθεσης, κατάστημα δώρων και καφετέρια η οποία θα επεκτείνεται και στην πλακόστρωτη υπαίθρια αυλή. Στον πρώτο όροφο θα στεγάζεται η υπόλοιπη μόνιμη έκθεση καθώς επίσης και ειδική αίθουσα για τις προσωρινές εκθέσεις. Στον δεύτερο όροφο ο οποίος θα είναι αρκετά διαμπερής, θα φιλοξενεί έργα που αναδεικνύονται με το φως της ημέρας όπως αγάλματα κ.ά. Ο τρίτος όροφος θα φιλοξενεί μία μικρή βιβλιοθήκη, χώρο για σεμινάρια και δια βίου μάθηση, καθιστικό και αίθουσα προβολών (μίνι αμφιθέατρο). Στον τέταρτο όροφο θα υπάρχει καφέ/roof garden, όπως προαναφέρθηκε. Ο εκθεσιακός χώρος θα ονομάζεται *House of Art – HoA* (Οικία των Τεχνών).



Εικόνα 9: Δορυφορική φωτογραφία του υφιστάμενου κτιρίου με τον ακάλυπτο χώρο (πηγή: Google Maps)



Εικόνα 8: Αποτύπωση του HoA με abstract μορφή



Εικόνα 10: Γραφιστική απεικόνιση του HoA

3 ΥΛΙΚΑ

3.1 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Κατάταξη υλικών

Λιθοσώματα

Σύμφωνα με το EN1996-1-1, η μορφολογία (συμπαγή ή διάτρητα), το ποσοστό οπών και το πάχος των τοιχοσωμάτων καθορίζουν εν μέρει την αντοχή τους, υπεισερχόμενοι στους υπολογισμούς διαμέσου κάποιων συντελεστών. Έτσι, κατά τον Ευρωκώδικα 6, τα τοιχοσώματα κατατάσσονται σε τέσσερις ομάδες, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 1: Γεωμετρικές απαιτήσεις για την ομαδοποίηση των τοιχοσωμάτων (ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 6)

	Ομάδα λιθοσώματος							
	Ομάδα 1 (ανεξάρτητη υλικού)	Υλικά	Ομάδα 2		Ομάδα 3		Ομάδα 4	
			Κατακόρυφες οπές				Οριζόντιες οπές	
Όγκος όλων των κενών (ως ποσοστό % του μικτού όγκου)	≤25	άργιλος	> 25 , ≤ 55		≥ 25 , ≤ 70		>25 , ≤70	
		πυριτικό ασβέστιο	> 25 , ≤ 55		Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα ²	> 25 , ≤ 60		> 25 , ≤ 70		> 25 , ≤ 50	
Όγκος ενός κενού (% του μεικτού όγκου)	≤12.5	άργιλος	Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 10 Λαβές συνολικώς ≤ 12.5		Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 10 Λαβές συνολικώς ≤ 12.5		Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 30	
		πυριτικό ασβέστιο	Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 15 Λαβές συνολικώς ≤ 30		Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα ²	Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 30 Λαβές συνολικώς ≤ 30		Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 30 Λαβές συνολικώς ≤ 30		Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 25	
Ελάχιστο πάχος μέσα και γύρω από τις οπές (mm)	Καμία απαίτηση		τοιχώμα	κέλυφος	τοιχώμα	κέλυφος	τοιχώμα	κέλυφος
		άργιλος	5	8	3	6	6	8
		πυριτικό ασβέστιο	5	10	Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα ²	15	20	15	15	20	20
Σύνθετο πάχος ¹ τοιχωμάτων και κελυφών (% του συνολικού πλάτους)	Καμία απαίτηση	άργιλος	≥ 16		≥12		≥16	
		πυριτικό ασβέστιο	≥ 20		Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα	≥ 20		≥15		≥45	
Σημειώσεις:								
1. Σύνθετο πάχος είναι το πάχος όλων των κελυφών και των τοιχωμάτων, μετρούμενο οριζοντίως επί όλης της διαστάσεως του λιθοσώματος κατά ορθή γωνία ως προς την όψη του λιθοσώματος. Στην περίπτωση κωνικών ή κυψελοειδών κενών, θα χρησιμοποιείται η μέση τιμή του πάχους των κελυφών και των τοιχωμάτων. Ο έλεγχος πρέπει να εκλαμβάνεται ως δοκιμή χαρακτηρισμού και απαιτείται να επαναλαμβάνεται μόνον στην περίπτωση μεγάλων τροποποιήσεων στον σχεδιασμό των διαστάσεων των λιθοσωμάτων.								
2. Ο όρος περιλαμβάνει το σκυρόδεμα με αδρανή, καθώς και το αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα								

Το προς μελέτη κτίριο αποτελεί αργολιθοδομή και κατατάσσεται στην ομάδα 1, καθώς αποτελεί φυσικό τοιχόσωμα χωρίς οπές. (Βιβλίο)

Δεδομένου της περιοχής και της χρονολογίας κατασκευής του κτιρίου, γίνεται η παραδοχή ότι το υλικό των λιθοσωμάτων είναι η άργιλος.

Κονιάματα

Το κονίαμα θεωρείται ότι αποτελεί μείγμα ασχέσου, χώματος και κεραμικών θραυσμάτων, μια εύλογη παραδοχή καθώς το κτίριό μας είναι του 1915, την εποχή έξαρσης της αθηναϊκής δόμησης, στην περιοχή του Κουκακίου. Καθώς δεν υπάρχουν Ελληνικές προδιαγραφές σχετικές με το κονίαμα, υιοθετείται το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 998-2. Η αναλογία κατ' όγκον υλικών κονιαμάτων κατά το EN 998-2 φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2: Αναλογία κατ' όγκον υλικών κονιαμάτων κατά EN 998-2

Κατηγορία κονιάματος	Μέση θλιπτική αντοχή (MPa)	Αναλογίες αναμίξεως (σε μέρη κατ' όγκον)		
		Τσιμέντο	Ασβέστης	Άμμος
M2,5	2,5	1	3	9
M5	5,0	1	2	6
M10	10,0	1	0,5	5
M20	20,0	1	-	3

Θεωρείται ότι χρησιμοποιήθηκε κονίαμα M5, καθώς αποτελεί το κονίαμα γενικής εφαρμογής.

Μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

Εφόσον το κονίαμα είναι γενικής εφαρμογής, χρησιμοποιείται η παρακάτω εμπειρική σχέση:

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad (1)$$

όπου:

K σταθερά εξαρτώμενη από τον τύπο του λιθοσώματος και του κονιάματος, λαμβάνεται από τον πίνακα 3

f_b ανηγμένη μέση θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων κατά την διεύθυνση ασκήσεων των δράσεων, σε N/mm^2

f_m 5 MPa, μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος, σε N/mm^2 (βλ. παράρτημα)

Πίνακας 3: Τιμές του συντελεστή K για τοιχοποιίες με κονίαμα γενικής εφαρμογής, λεπτής στρώσεως και ελαφροκονίαμα

Υλικό λιθοσώματος	Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (N/mm^2) (οριζόντιος αρμός $\leq 3mm$)	Ελαφροκονίαμα με πυκνότητα		
			$600 \leq \rho \leq 700$ Kg/m^3	$700 \leq \rho \leq 1500$ Kg/m^3	
Άργιλος	Ομάδα 1	0,50	0,75	0,30	0,40
	Ομάδα 2	0,45	0,55	0,30	0,40
	Ομάδα 3	0,40	0,45	0,20	0,25
	Ομάδα 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Πυριτικό Ασβέστιο	Ομάδα 1	0,50	0,80	‡	‡
	Ομάδα 2	0,45	0,55	‡	‡
Σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 2	0,45	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 3	0,40	0,60	‡	‡
	Ομάδα 4	0,35	‡	‡	‡
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	0,75	‡	‡
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Συνδυασμός κονιάματος/λιθοσώματος ο οποίος συνήθως δεν εφαρμόζεται. Δεν δίδεται σχετική τιμή του K .

Εφόσον τα λιθοσώματα ανήκουν στην ομάδα 1 και το κονίαμα είναι γενικής εφαρμογής επιλέγεται η τιμή του συντελεστή K ίση με 0.5.

Για την εφαρμογή της παραπάνω σχέσης, θα πρέπει να πληρούνται οι εξής προϋποθέσεις:

η $f_b \leq 75$ MPa για χρήση κονιάματος γενικής εφαρμογής

η $f_m \leq \min[20 \text{ MPa}, 2f_b)$ για χρήση κονιάματος γενικής εφαρμογής

η τοιχοποιία κατασκευάστηκε σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κανονισμού

ο συντελεστής μεταβλητότητας της αντοχής των λιθοσωμάτων δεν πρέπει να ξεπερνά το 25%

οι αρμοί θεωρούνται πληρωμένοι

το πάχος της τοιχοποιίας σχηματίζεται έτσι ώστε να μην υπάρχει κατακόρυφος αρμός.

Λόγω της παλαιότητας του κτιρίου (1915) η 3η προϋπόθεση δεν μπορεί να ισχύει. Ωστόσο, θα αγνοηθεί απλοποιητικά θα χρησιμοποιηθεί η σχέση για να γίνει η εκτίμηση της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής.

Η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος δίνεται από τη σχέση:

$$f_b = \delta f_{bc} \quad (2)$$

όπου:

f_{bc} 32 MPa, μέση θλιπτική αντοχή λιθοσώματος (Παράρτημα)

δ συντελεστής αναγωγής συναρτήσεως του ύψους και της ελάχιστης από τις δύο διαστάσεις του, λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα

Πίνακας 4: Συντελεστής αναγωγής δ

Υψος λιθοσώματος [mm]	Ελάχιστη οριζόντια διάσταση [mm]				
	50	100	150	200	≥ 250
50	0.85	0.75	0.70	-	-
65	0.95	0.85	0.75	0.70	0.65
100	1.15	1.00	0.90	0.80	0.75
150	1.30	1.20	1.10	1.00	0.95
200	1.45	1.35	1.25	1.15	1.10
≥ 250	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15

Με ύψος λιθοσώματος 150 mm και ελάχιστη οριζόντια διάσταση 100 mm, ο συντελεστής δ παίρνει την τιμή 1.20.

Προκύπτουν οι εξής τιμές:

Πίνακας 5: Χαρακτηριστικής Θλιπτικές αντοχές

Μέγεθος	Τιμή
f_m (MPa)	5
f_{bc} (MPa)	32
δ	1.20
f_b (MPa)	38.4
K	0.5
f_k (MPa)	10.4

Εκ της βιβλιογραφίας, λαμβάνουμε την παρακάτω σχέση για το Μέτρο Ελαστικότητας:

$$E = 400 \div 1000 f_k \quad (3)$$

Η συνιστώμενη τιμή κατά τον Ευρωκώδικα 6 είναι ίση με 1000. Επομένως:

Πίνακας 6: Ιδιότητες υφιστάμενης τοιχοποιίας

Μέγεθος	Τιμή
Πυκνότητα (t/m^3)	2.24
Ειδικό Βάρος (kN/m^3)	22.00
Μέτρο Ελαστικότητας (kN/m^2)	10.4×10^7
Λόγος Poisson	0.3

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας

Εφόσον θεωρήθηκε κονίαμα γενικής εφαρμογής και οι αρμοί θεωρούνται πλήρεις, η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, f_{vk} , υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d \quad (4)$$

αλλά όχι μεγαλύτερη από $0.065 f_b$ ή f_{vlt}

όπου:

f_{vk0} χαρακτηριστική τιμή της συνάφειας κονιάματος-λιθοσώματος, λαμβάνεται από τον πίνακα 7

f_{vk} τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής τάσεως της κάθετης προς την τέμνουσα του στοιχείου στην θεωρούμενη στάθμη, η οποία προκύπτει από κατάλληλο συνδυασμό φορτίσεων

σ_d ορθή τάση σχεδιασμού στο σημείο ελέγχου για το συνδυασμό των φορτίων σχεδιασμού (αφορά το θλιβόμενο τμήμα του τοίχου, καθώς το εφελκυσμένο τμήμα δεν παραλαμβάνει διατμητικά φορτία)

f_b ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κάθετα στην έδρα του

f_{vlt} οριακή τιμή της διατμητικής αντοχής

Πίνακας 7: Τιμές της f_{vk0}

Υλικό λιθοσώματος	f_{vk0} (N/mm ²)		
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής, δεδομένης κατηγορίας αντοχής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (οριζόντιος αρμός ≤3mm)	Ελαφροκονίαμα
Άργιλος	M10-M20	0,30	0,30
	M2,5-M9	0,20	
	M1-M2	0,10	
Πυριτικό ασβέστιο	M10-M20	0,20	0,40
	M2,5-M9	0,15	
	M1-M2	0,10	
Σκυρόδεμα με αδρανή	M10-M20	0,20	0,30
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2,5-M9	0,15	
Τεχνητοί λίθοι Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	M1-M2	0,10	

Σύμφωνα με τις παραπάνω παραδοχές (το υλικό λιθοσωμάτων είναι η άργιλος και το κονίαμα είναι γενικής εφαρμογής M5), από τον πίνακα προκύπτει ότι η f_{vk0} είναι ίση με 0.2 N/mm^2 .

3.2 ΧΑΛΥΒΑΣ

Ο χάλυβας που θα χρησιμοποιηθεί τόσο για τη μεταλλική κατασκευή όσο και για τα σύμμικτα πατώματα και στέγη του υφιστάμενου κτιρίου, είναι S355. Σύμφωνα με τα ευρωπαϊκά πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1, για εν θερμώ ελατούς χάλυβες, χρησιμοποιούνται τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

Πίνακας 8: Τεχνικά χαρακτηριστικά χάλυβα S355

Μέτρο Ελαστικότητας E	210000	N/mm^2
Μέτρο Διάτμησης G	81000	N/mm^2
Ειδικό Βάρος γ	78.50	kN/m^3
Όριο Διαρροής f_y	275	MPa
Εφελκυστική Αντοχή f_u	430	MPa

3.3 ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ

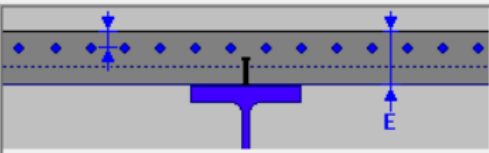
Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα έχουν διπλή λειτουργία στη σύμμικτη πλάκα. Στη φάση κατασκευής λειτουργούν ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, ενώ στη φάση λειτουργίας ως οπλισμός της πλάκας. Για το λόγο αυτό, το σκυρόδεμα δεν απαιτεί βαρύ οπλισμό.

Καθώς χρησιμοποιούνται ως επιφάνεια εργασίας και τύπος για την πλάκα, παραλαμβάνουν τα φορτία διάστρωσης του σκυροδέματος. Λειτουργούν ως διαφράγματα κατά τη διάρκεια της συναρμολόγησης και ευσταθοποιούν τις σιδηροδοκούς έναντι πλευρικού λυγισμού. Εδραζόμενα επί πολλαπλών δοκών, λόγω του μεγάλου μήκους τους, εξασφαλίζουν συνεχή λειτουργία τους. Παραλαμβάνουν από κοινού με το σκυρόδεμα τα ωφέλιμα φορτία. Εξασφαλίζουν κατανομή των παραμορφώσεων λόγω συστολής ξηράνσεως και εμποδίζουν την εκτεταμένη ρηγμάτωση.

Παράγονται εν ψυχρώ από ταινίες χάλυβα (coils) με πάχος συνήθως 0.5 με 2 mm, ύψος 45 με 200 mm συναρτήσει του ανοίγματος, πλάτος κάτω πέλματος 150 με 300 mm. Τοποθετούνται κάθετα στις κύριες δοκούς και για την εξασφάλιση της ακραίας αγκύρωσης χρησιμοποιούνται διατμητικοί ήλοι. Ελάχιστο πλάτος έδρασης αμφιέρειστων χαλυβδοφύλλων είναι 50 mm όταν πραγματοποιείται πάνω σε χάλυβα και 70 mm σε άλλο υλικό. Στην προκειμένη περίπτωση, θα χρειαστούν τα 70 mm, εφόσον η έδραση θα γίνει πάνω σε φέρουσα τοιχοποιία.

Στη συγκεκριμένη μελέτη επιλέγεται το χαλυβδόφυλλο Cofrastra_70 AMC, όπως αυτό προέκυψε από την ανάλυση (παρουσιάζεται παρακάτω αναλυτικά). Τα χαρακτηριστικά του φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.

Definition of the concrete slab
×



Concrete slab (composite beam)

Total depth of the slab : E (m) =

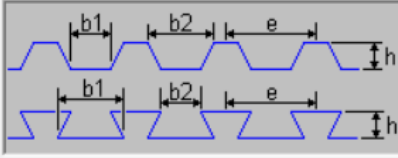
Solid slab
 Slab with precast slab
 Slab with profiled steel sheeting
 Special configuration

Longitudinal reinforcement

Reinforcement ratio (%) =

Reinforcement position (m) =

Profiled steel sheeting



b1 (m) = h (m) =
b2 (m) = t (m) =
e (m) = fy (kN/m²) =
M (daN/m²) =

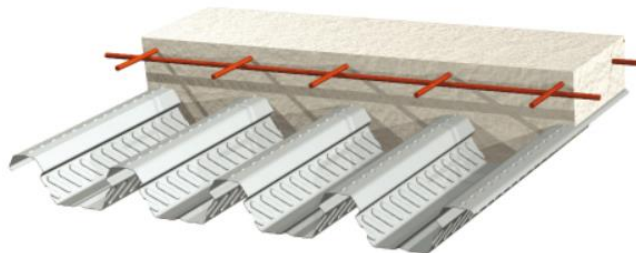
Sheeting perpendicular to the beam
 Sheeting parallel to the beam

Sheeting interrupted on its supports : free distribution of connectors
 Pre-punched sheeting

Εικόνα 11: Χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου Cofrastra_70 AMC

Cofrastra® 70

Cofrastra® 70 the composite floor deck with dovetail section for high bonding capacity, recommended for heavy loads



Duration of Watertightness and Insulation (EI)	30'	60'	90'	120'
Thickness of slab	12	13	13	15

Thickness (mm)	Weight (daN/m ²)
0,75	10,05
0,88	11,80
1,00	13,40

Εικόνα 12: Το χαλυβδόφυλλο Cofrastra_70 όπως περιγράφεται από την ArcelorMittal

http://amds.aware.be/construction/france/Products/steel_floor/cofrastra_70/language/EN

3.4 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΗΛΟΙ

Οι διατμητικοί ήλοι που επιλέχθηκαν είναι τύπου Nelson τα χαρακτηριστικά των οποίων φαίνονται παρακάτω.

Selection of a connector

NELSON type stud
 HILTI connector

TRW Nelson KB 3/4'-125

Diameter (m) = 0.019

Total height (m) = 0.125

Yield strength (kN/m²) = 350000.

Ultimate tensile strength (kN/m²) = 450000.

Slab thickness = 0.16 m

Εικόνα 13: Χαρακτηριστικά Κοχλίων

3.5 ΓΥΑΛΙ

Επιλέγεται το είδος Triplex (Laminated) το οποίο αποτελείται από δυο ή περισσότερα φύλλα γυαλιού κολλημένα μεταξύ τους. Ανάμεσά τους υπάρχουν διαστρώματα μεμβρανών πολυβινυλοβουτιράλιου (PVB). Το PVB εξασφαλίζει προστασία από την υπεριώδη ακτινοβολία UV και προσδίδει στο σύνολο εξαιρετική αντοχή.

Για την κάλυψη των κατακόρυφων επιφανειών (curtain walls) επιλέγεται ενδεικτικά το μοντέλο ZA 52SG της εταιρίας Zanetti. Σύμφωνα με τα κατασκευαστικά στοιχεία της εταιρίας, τα στοιχεία αυτά θα έχουν συνολικό πάχος 16 cm. (Παράρτημα)

3.6 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ

3.7 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.7.1 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (G):

3.7.1.1 Ίδια βάρη κατασκευής:

Τα ίδια βάρη της κατασκευής θα προσδιοριστούν αυτόματα από το μοντέλο στο πρόγραμμα προσομοίωσης από τη στιγμή που θα οριστούν τα χαρακτηριστικά της (Μέτρο Ελαστικότητας, λόγος Poisson κ.ο.κ.)

3.7.1.2 Μόνιμα φορτία:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN1991-1-1) και δεδομένης της λειτουργίας του κτιρίου μετά την αλλαγή χρήσης του, δηλαδή της χρήσης του ως εκθεσιακού χώρου, το κτίριο εντάσσεται στην κατηγορία C3 επομένως προβλέπεται ομοιόμορφο, κατανεμημένο φορτίο 7.0 kN/m^2 τόσο στο δάπεδο όσο και στη στέγη.

3.7.2 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (Q):

3.7.2.1 Ωφέλιμα φορτία:

Αντίστοιχα, το ομοιόμορφα κατανεμημένο κινητό φορτίο σύμφωνα με τον κανονισμό λαμβάνει την τιμή 5.0 kN/m^2 , ενώ το συγκεντρωμένο κινητό φορτίο (Q_k) λαμβάνει την τιμή 4.0 kN .

Στη σκάλα εφαρμόζεται ομοιόμορφο κατανεμημένο κινητό φορτίο ίσο με 5 kN/m^2 .

3.7.2.2 Χιόνι (S):

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN1991-1-3) και για φορτία σε κατασκευές με υψόμετρο μικρότερο των 1500 m , τα οποία θεωρούνται στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις (EN1990), προκύπτουν τα παρακάτω:

Φορτίο χιονιού για μονοκλινή στέγη:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (5)$$

όπου:

μ_i συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e συντελεστής έκθεσης, λαμβάνεται ίσος με 1.00 υπό κανονικές συνθήκες

C_t θερμικός συντελεστής, λαμβάνεται ίσος με 1.00 υπό κανονικές συνθήκες μόνωσης της στέγης

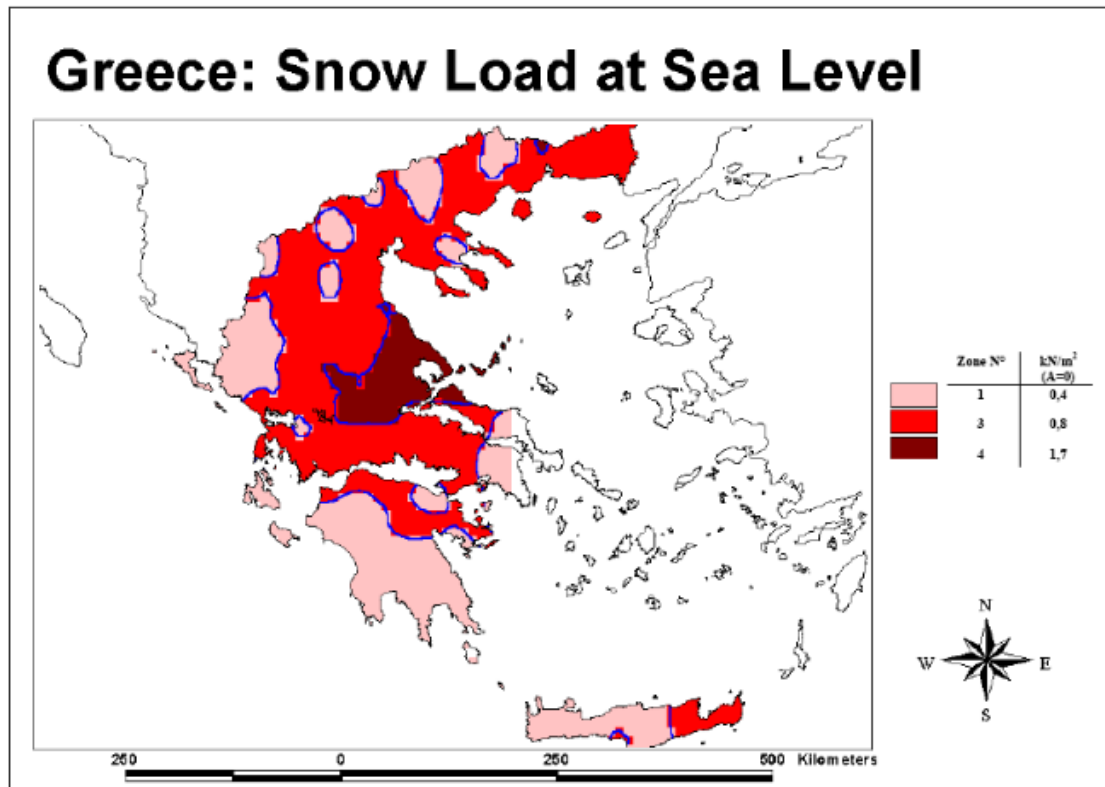
Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους προκύπτει βάσει της ζώνης στην οποία ανήκει η τοποθεσία καθώς και από την υψομετρική απόσταση της τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σύμφωνα με τη σχέση:

$$s_{k,A} = s_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] \quad (6)$$

όπου:

$s_{k,0}$ χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού επί του εδάφους στη στάθμη της θάλασσας ($A=0$), όπως φαίνεται στον παρακάτω χάρτη

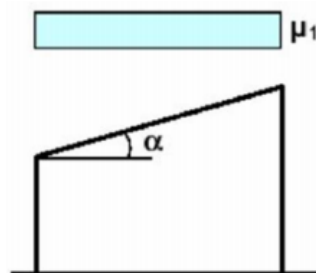
A υψόμετρο της υπό μελέτη τοποθεσίας, με ακρίβεια 100 m.



Χάρτης 1: Εθνικές Ζώνες Χιονιού (Παράρτημα C, EN1991-1-3)

Το Κουκάκι ανήκει στην ζώνη 1, επομένως η $s_{k,0}$ ίση με 0.4 kN/m^2 , και η κατασκευή μας βρίσκεται σε υψόμετρο 81 m, επομένως $A=100 \text{ m}$. Με βάση τα παραπάνω η $s_{k,A}$ προκύπτει ίση με 0.405 kN/m^2 .

Ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού προσδιορίζεται με βάση την κλίση και τη μορφή της στέγης, σύμφωνα με τα παρακάτω. Η προβλεπόμενη διάταξη σε μονοκλινείς στέγες φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:

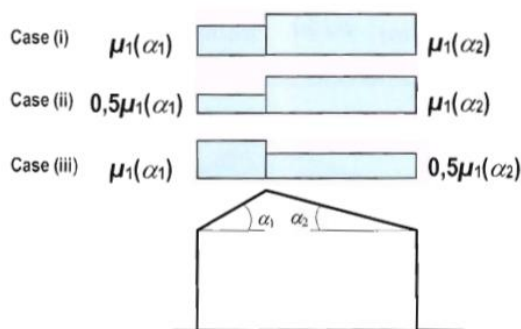


Εικόνα 14: Συντελεστής μορφής χιονιού σε μονοκλινείς στέγες

Πίνακας 9: Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0
μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \alpha / 30$	1.6	-

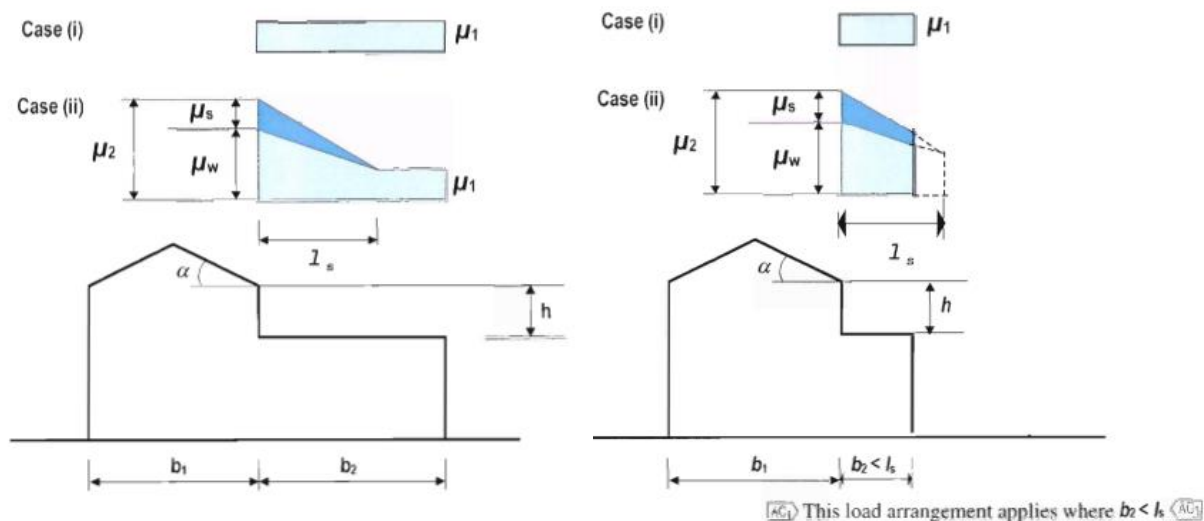
Στην περίπτωση δίκλινης στέγης η προβλεπόμενη διάταξη παρουσιάζεται στην επόμενη εικόνα. Στην παρούσα μελέτη το υφιστάμενο κτίριο έχει δίκλινη στέγη κλίσης $19,41^\circ$, με τομή των κεκλιμένων επιπέδων στο μέσο της απόστασης.



Εικόνα 15: Συντελεστές μορφής χιονιού σε δίκλινες στέγες

Ο συντελεστής μ_1 σε αυτή την περίπτωση λαμβάνεται ίσος με τις τιμές που υποδεικνύει ο πίνακας 9. Στην προκειμένη περίπτωση, με κλίση $19,41^\circ$, ο μ_1 είναι ίσος με 0.8.

Στην περίπτωση απότομης αλλαγής ύψους της στέγης είναι πιθανή η συγκέντρωση χιονιού στη στέγη χαμηλότερης στάθμης λόγω ανέμου. Η προβλεπόμενη διάταξη σε στέγη με απότομη αλλαγή ύψους παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 16: Συντελεστές μορφής χιονιού σε στέγες με απότομη αλλαγή ύψους

Το μεταλλικό κτίριο το οποίο πρόκειται να κατασκευαστεί με οριζόντια στέγη. Επομένως, σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα, ο συντελεστής μ_1 ισούται με 0.8. Ο μ_2 δίνεται από τη σχέση:

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w \quad (7)$$

όπου:

μ_s συντελεστής μορφής λόγω ολίσθησης. Για $\alpha \leq 15^\circ$ $\mu_s=0$, ενώ για $\alpha > 15^\circ$ ο συντελεστής προσδιορίζεται από ένα πρόσθετο φορτίο που ανέρχεται στο 50% του μέγιστου συνολικού φορτίου χιονιού, στην επαπτόμενη σε αυτή επιφάνεια της γειτονικής υψηλότερης στέγης όπως αυτό υπολογίζεται σύμφωνα με την παράγραφο 5.3.3 του EN 1991-1-3

μ_w συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού λόγω ανέμου, με εύρος $0.8 \leq \mu_w \leq 4$

$$\mu_s = (b_1 + b_2) * 2 * h \leq \gamma * h/s_k \quad (8)$$

όπου:

γ φαινόμενη πυκνότητα βάρους του χιονιού, η οποία εδώ λαμβάνεται ίση με 2 kN/m²

Το μήκος της απόθεσης, με συνιστώμενο εύρος $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$, λαμβάνεται ως:

$$l_s = 2 * h \quad (9)$$

Υφιστάμενη Κατασκευή

Η υφιστάμενη κατασκευή, όπως ειπώθηκε ήδη, έχει δίκλινη στέγη κλίσης 19,41°. Ο υπολογισμός του φορτίου χιονιού γίνεται σύμφωνα με την κατανομή της εικόνας 15. Επειδή η κορυφή της στέγης βρίσκεται στο μέσο του μήκους της $a_1=a_2$, επομένως έχουμε δύο περιπτώσεις διερεύνησης και όχι τρεις.

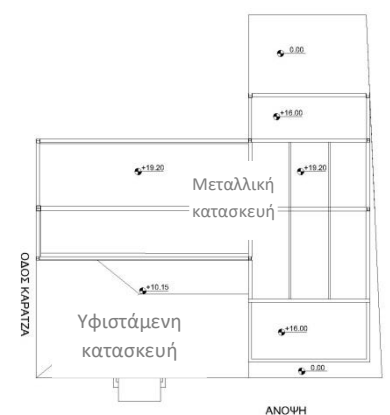
μ_1	s (case 1)	s (case 2)
0.8	0.32	0.16

Μεταλλική Κατασκευή

Στην μεταλλική κατασκευή υπάρχει η εξής μορφολογία όπως παρουσιάζεται παρακάτω.

Εξετάζουμε το μπροστινό και το πίσω μπαλκόνι ξεχωριστά του κύριου μέρους του κτιρίου (δεξιά). Για την τομή αυτή ισχύει $l_s = 6.4 \text{ m} > b_2 = 2.97 \text{ m}$. Επομένως, ακολουθείται το δεύτερο μοντέλο κατανομής της εικόνας 16.

Για το μπροστινό μπαλκόνι, σύμφωνα με τη μορφολογία του κτιρίου, προκύπτουν τα εξής:



ΟΔΟΣ ΖΑΧΑΡΙΤΣΑ

Εικόνα 17: Κάτοψη Έργου

μ_1	μ_s	μ_w	μ_2	b_1	b_2	h	l_s	s (case 1)	s (case 2)
0.8	0	1.764	1.764	8.32	2.97	3.2	6.4	0.320	0.706

Για το πίσω μπαλκόνι, σύμφωνα με τη μορφολογία του κτιρίου, προκύπτουν τα εξής:

μ_1	μ_s	μ_w	μ_2	b_1	b_2	h	l_s	s (case 1)	s (case 2)
0.8	0	1.663	1.663	8.32	2.32	3.2	6.4	0.320	0.665

Εν συνεχεία, εξετάζεται η άλλη διεύθυνση. Για την τομή αυτή ισχύει $l_s = 6.4 \text{ m} < b_2 = 10.8 \text{ m}$. Επομένως, ακολουθείται το πρώτο μοντέλο κατανομής της εικόνας 14.

Για την στέγη της αριστερής μεριάς του κτιρίου, προκύπτουν τα εξής:

μ_1	μ_s	μ_w	μ_2	b_1	b_2	h	l_s	s (case 1)	s (case 2)
0.8	0	2.652	2.652	6.17	10.8	3.2	6.4	0.32	1.061

Η υψηλότερη στέγη θεωρείται μονοκλινής - και κοινή στις δύο τομές -, οπότε προκύπτουν τα εξής:

μ_1	μ_2	s
0.8	0	0.32

* Το s μετράται σε kN/m^2

3.7.2.3 Άνεμος (W):

Οι δράσεις του ανέμου εντάσσονται στις μεταβλητές δράσεις και μελετώνται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-4). Οι δράσεις αυτές προέρχονται από τις πιέσεις που αναπτύσσονται λόγω της ανάσχεσης της ροής του ανέμου. Οι πιέσεις αυτές μεταφράζονται σε κάθετες στην προσβαλλόμενη επιφάνεια δυνάμεις. Θεωρείται πως δρουν άμεσα στην εξωτερική επιφάνεια της κατασκευής αλλά και έμμεσα στην εσωτερική.

Οι δράσεις προσδιορίζονται με βασική παράμετρο την ταχύτητα του ανέμου, με την προβλεπόμενη μέγιστη ταχύτητα για τη διάρκεια ζωής της κατασκευής να αποτελεί την βάση σχεδιασμού. Το μέγεθος της πίεσης και της ταχύτητας επηρεάζονται από τη γεωγραφική θέση της κατασκευής, την φυσική θέση, την τοπογραφία, τις διαστάσεις της, το σχήμα της, την κλίση της στέγης, τη μέση ταχύτητα και τη διεύθυνση του ανέμου.

Βασική Ταχύτητα Ανέμου

Η βασική ταχύτητα του ανέμου προσδιορίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$v_d = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (10)$$

όπου:

C_{dir} συντελεστής διεύθυνσης

C_{season} συντελεστής εποχής

$v_{b,0}$ θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ο συντελεστής διεύθυνσης και ο συντελεστής εποχής λαμβάνονται ίσοι με 1.00, ενώ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου ορίζεται σε 33.0 m/s για περιοχές μέχρι 10 km από την ακτή (η κατασκευή προς μελέτη απέχει περίπου 4 km από την ακτή).

Επομένως, η βασική ταχύτητα του ανέμου ισούται με $v_d = 33.0$ m/s.

Πίεση Ταχύτητας Αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, λαμβάνεται από την παρακάτω σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (11)$$

όπου:

ρ πυκνότητα του αέρα, λαμβάνεται ίση με 0.00125 Mg/m³

$l_v(z)$ ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$v_m(z)$ μέση ταχύτητα του ανέμου

Η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z , $l_v(z)$, υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$l_v(z) = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200 \text{ m} \quad (12)$$

$$l_v(z) = l_v(z_{min}) \quad \text{για} \quad z < z_{min}$$

όπου:

k_l συντελεστής στροβιλισμού, λαμβάνεται ίσος με 1.00

Η μέση ταχύτητα του ανέμου, $v_m(z)$, προκύπτει από τις παρακάτω σχέσεις:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (13)$$

όπου:

$c_r(z)$ συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης, λαμβάνεται ίσος με την προτεινόμενη τιμή, 1.00, καθώς δεν υπάρχουν περαιτέρω στοιχεία του εδαφικού ανάγλυφου

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (14)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z < z_{\min}$$

όπου:

k_r συντελεστής του εδάφους, ο οποίος υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (15)$$

Πίνακας 10: Προτεινόμενες τιμές z_0 και z_{\min} ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

Terrain category		z_0 m	z_{\min} m
0	Sea or coastal area exposed to the open sea	0,003	1
I	Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles	0,01	1
II	Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights	0,05	2
III	Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)	0,3	5
IV	Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m	1,0	10
NOTE: The terrain categories are illustrated in A.1.			

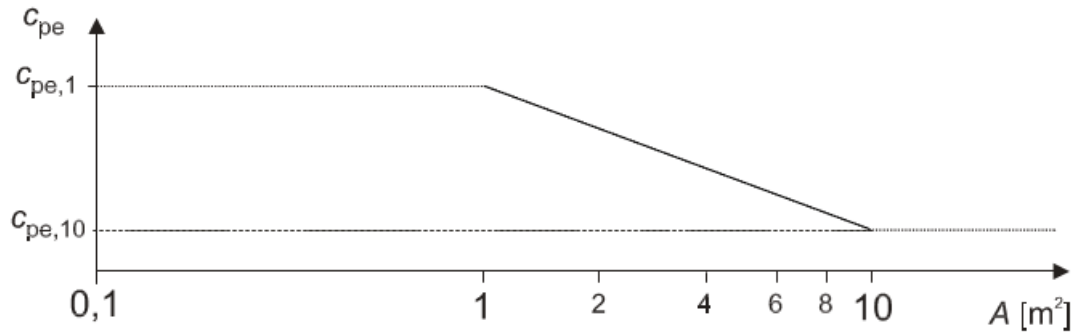
Ανάλογα με την κατηγορία εδάφους, προτείνονται κάποιες τιμές για το μήκος τραχύτητας και το ελάχιστο ύψος. Οι τιμές αυτές φαίνονται στον παραπάνω πίνακα.

Εφόσον μελετάται κατασκευή σε αστικό περιβάλλον, προφανώς η περιοχή κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους IV. Επομένως, ο συντελεστής τραχύτητας z_0 είναι ίσος με 1.0 m και το ελάχιστον ύψος z_{\min} είναι ίσο με 10 m.

Αεροδυναμικός Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα Α. Δίνονται για δύο χαρακτηριστικές τιμές της επιφάνειας Α, 1 m² και 10 m², ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου. Οι τοπικοί συντελεστές συμβολίζονται με $c_{pe,1}$ και αφορούν το σχεδιασμό μικρών στοιχείων με επιφάνεια 1 m² ή μικρότερη (π.χ. στοιχεία επικάλυψης και στέγασης), ενώ οι καθολικοί με $c_{pe,10}$ και αφορούν το σχεδιασμό του συνολικού φέροντος οργανισμού της κατασκευής.

Παρακάτω φαίνεται η γραφική παράσταση της μεταβολής της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Εικόνα 18: Μεταβολή της εξωτερικής πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας

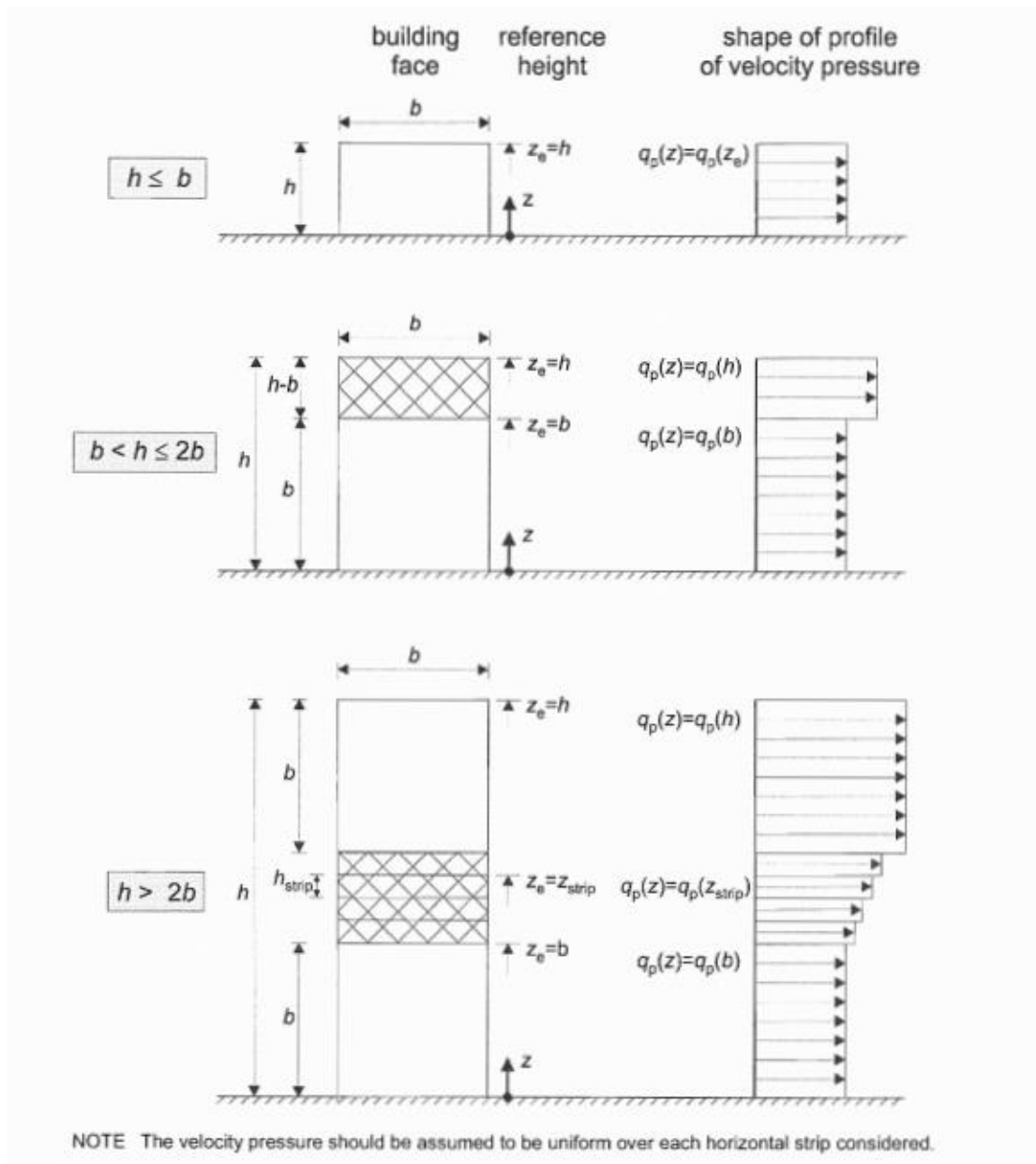
Από την εικόνα 15 προκύπτουν τα εξής:

$$\begin{aligned}
 c_{pe} &= c_{pe,1} && \text{για } A \leq 1 \text{ m}^2 \\
 c_{pe} &= c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10} A && \text{για } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \\
 c_{pe} &= c_{pe,10} && \text{για } A \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned} \tag{16}$$

Οι τιμές των συντελεστών $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ δίνονται από αντίστοιχους πίνακες για διάφορες κατευθύνσεις του ανέμου.

Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης για Κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

Για τους προσήνεμους τοίχους το ύψος αναφοράς z_e προσδιορίζεται από τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του μήκους της πλευράς της κατασκευής, η διεύθυνση της οποίας είναι παράλληλη με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου b , όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 19: Κατανομή πιέσεων ταχύτητας αιχμής

Από την παραπάνω εικόνα προκύπτουν τα εξής:

για $h \leq b$

θεωρείται ένα τμήμα με $z_e = h$

για $b < h \leq 2b$

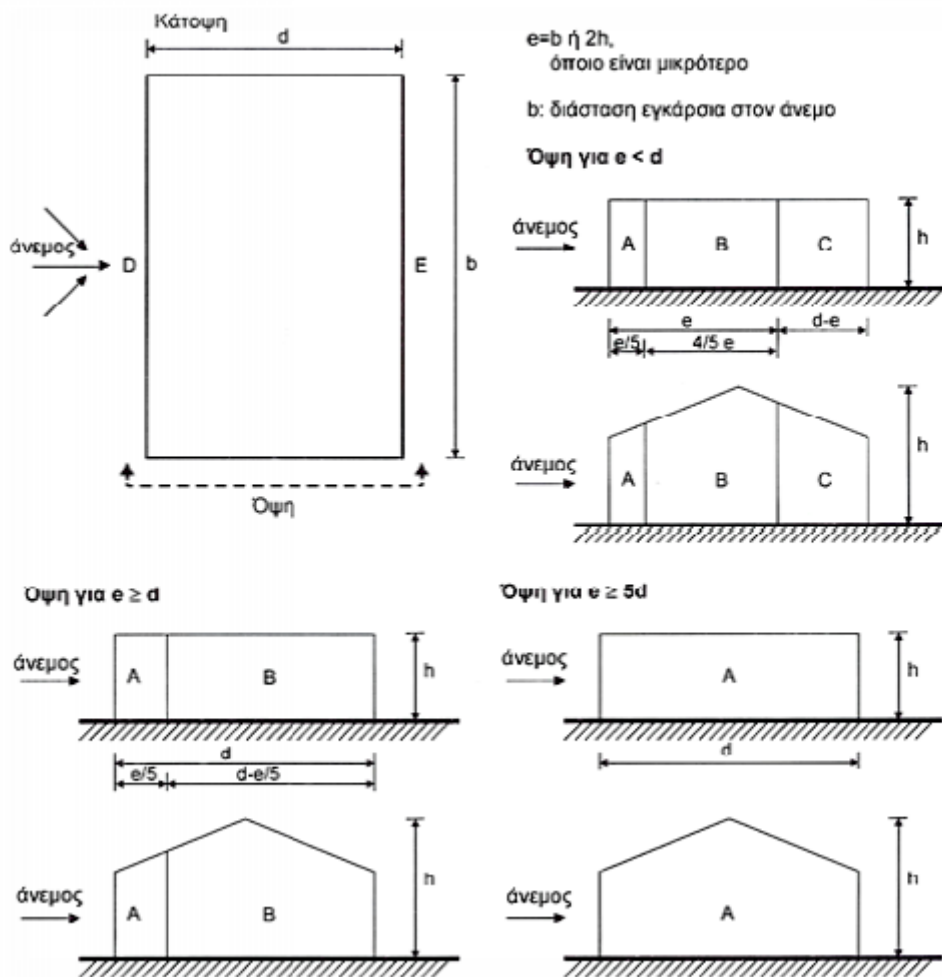
θεωρείται ότι το κτίριο αποτελείται από δύο τμήματα με ύψος $z_e = b$ για το χαμηλότερο και $z_e = h$ για το υπερκείμενο

για $h > 2b$

θεωρείται ότι το κτίριο αποτελείται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$, το υψηλότερο έχει ύψος $z_e = h$, ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με b

Σε υπήνεμους και παράπλευρους τοίχους (ζώνες D και E) το ύψος αναφοράς θεωρείται ίσο με το ύψος της κατασκευής.

Με βάση τη μελετούμενη ζώνη και το λόγο h/d , ο συντελεστής c_{pe} λαμβάνει τις αντίστοιχες τιμές, όπως φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 20: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 11: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

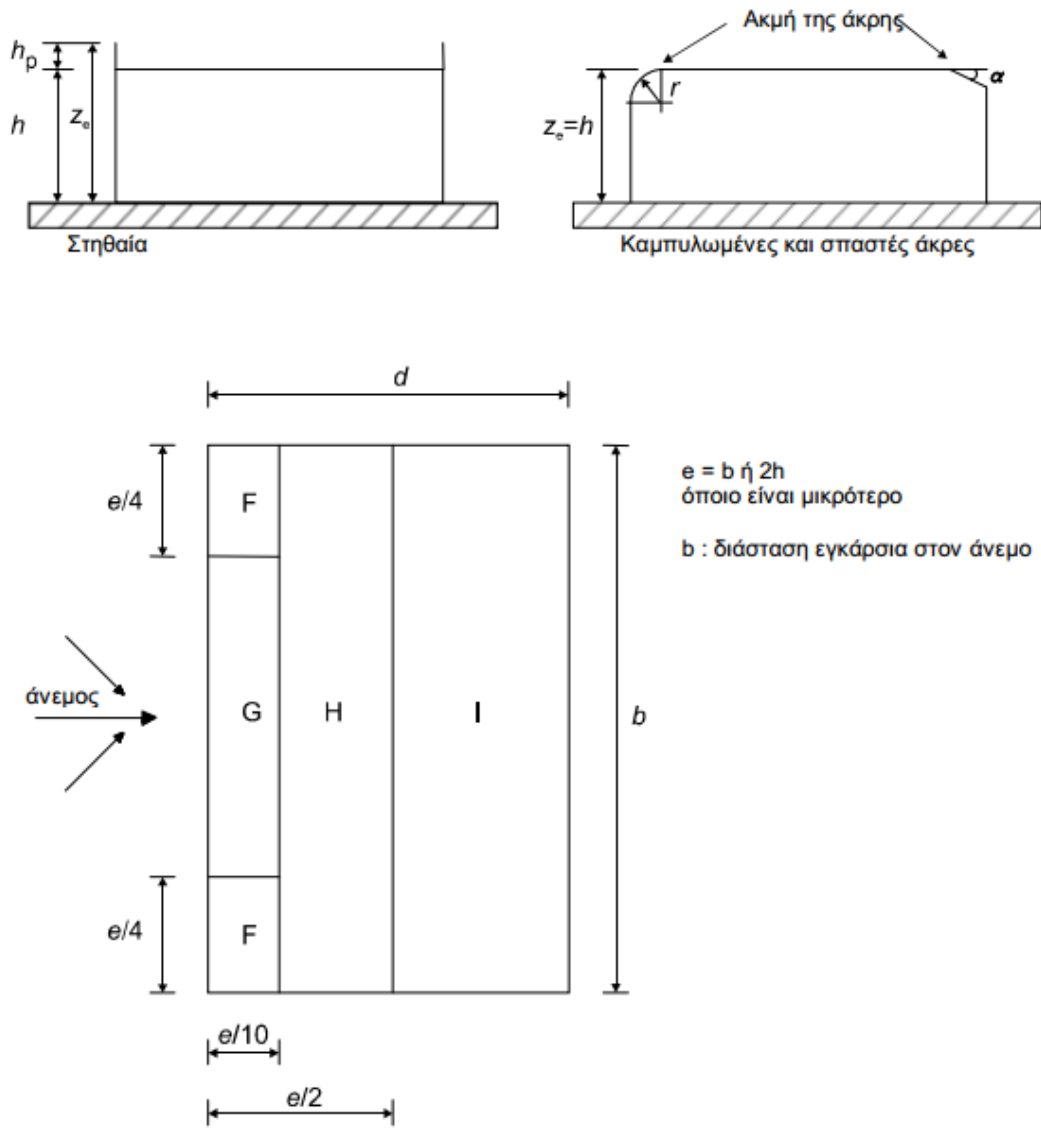
Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

*Για ενδιάμεσες τιμές του h/d χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή

Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης για Οριζόντιες Στέγες

Ως οριζόντιες στέγες θεωρούνται εκείνες που έχουν κλίση από -5% ως +5%. Η στέγη μελετάται σε ζώνες όπως φαίνεται παρακάτω. Για οριζόντιες στέγες και στέγες

με καμπυλωμένες και σπαστές άκρες το ύψος αναφοράς ορίζεται ίσο με h . Στην περίπτωση ύπαρξης στηθαίου, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με $h+h_p$, με h_p το ύψος του στηθαίου. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.



Εικόνα 21: Συμβολισμοί για τις οριζόντιες στέγες

Πίνακας 12: Συντελεστές Εξωτερικών Πίεσεων για Οριζόντιες Στέγες

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Σπαστά άκρα	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2
<p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για στέγες με στηθαία ή καμπυλωμένα άκρα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές του h_p/h και r/h.</p> <p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Για στέγες με σπαστά άκρα, γραμμική παρεμβολή μεταξύ $\alpha = 30^\circ$, 45° και $\alpha = 60^\circ$ μπορεί να χρησιμοποιείται. Για $\alpha > 60^\circ$ γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για $\alpha = 60^\circ$ και των τιμών για επίπεδες στέγες με αιχμηρά άκρα μπορεί να χρησιμοποιείται.</p> <p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3 Στη Ζώνη I, όπου δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές.</p> <p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4 Για το ίδιο το σπαστό άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 7.4 *Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες: διεύθυνση ανέμου 0°*, Ζώνη F και G, ανάλογα με την γωνία κλίσης του σπαστού άκρου.</p> <p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ 5 Για το ίδιο το καμπυλωμένο άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται με γραμμική παρεμβολή κατά μήκος της καμπύλης, μεταξύ των τιμών στον τοίχο και στη στέγη.</p>									

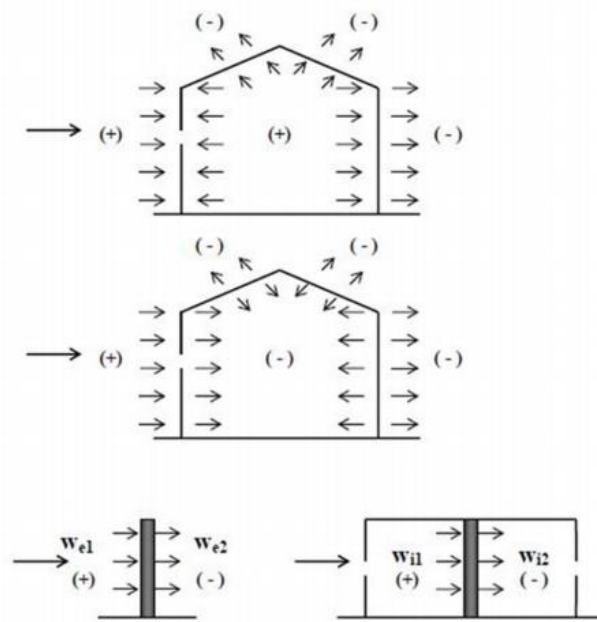
Εσωτερικές Πίεσεις

Παράλληλα με τις εξωτερικές πιέσεις, δρουν και οι εσωτερικές, οι οποίες πρέπει να λαμβάνονται μαζί, για τον εκάστοτε συνδυασμό ανοιγμάτων. Το μέγεθος και η κατανομή των ανοιγμάτων στην επιφάνεια της κατασκευής προσδιορίζουν το συντελεστή εξωτερικής πίεσης c_{pi} . Στην περίπτωση που δεν είναι δυνατή η ακριβής εκτίμηση του λόγου των ανοιγμάτων, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα -0.3 και +0.2.

Τελικές Πίεσεις Ανέμου

Οι τελικές πιέσεις του ανέμου ενός επιμέρους στοιχείου ορίζονται ως η διαφορά των εξωτερικών και των εσωτερικών πιέσεων του στοιχείου αυτού. Όταν το διάνυσμα

της πίεσης κατευθύνεται προς την επιφάνεια η πίεση θεωρείται θετική, ενώ όταν απομακρύνεται αρνητική, όπως φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 22: Πιέσεις επί των επιφανειών

Η εξωτερική πίεση υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (17)$$

Η εσωτερική πίεση υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (18)$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991:1:4:2005) το αναφερόμενο ύψος z_i ισούται με το ύψος της κατασκευής.

Δράσεις ανέμου επί της υφιστάμενης κατασκευής

Για τον υπολογισμό των τελικών πιέσεων στην επιφάνεια της κατασκευής, εξετάζονται οι εξής 2 διευθύνσεις:

- I. $\theta=0^\circ$ κατά τον άξονα Y
- II. $\theta=90^\circ$ κατά τον άξονα X

I. Διεύθυνση ανέμου για $\theta=0^\circ$

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα στοιχεία της κατασκευής που μας αφορούν:

h (m)	10.15
b (m)	10.80
d (m)	8.52

Εφόσον το $h \leq b$, θεωρείται ότι το ύψος αναφοράς είναι ίσο με το πραγματικό ύψος, δηλαδή

$z_e = h$, όπως φαίνεται στην εικόνα 19.

Υπολογισμός Εξωτερικών Πιέσεων Κατακόρυφων Επιφανειών

$$e = \min(b; 2h) = \min(10.80; 2 \cdot 10.15) = 10.8 \text{ m} \quad \text{και} \quad \frac{h}{b} = 0.94$$

Εφόσον $e \geq d$, προκύπτει πως το μήκος d θα διαιρεθεί σε δύο ζώνες Α και Β, όπως φαίνεται στην εικόνα 20.

Πλάτος (m)	Εμβαδόν (m ²)	
$d_A = e/5$ (m)	2.16	21.924
$d_B = d - e/5$ (m)	6.36	64.554

Εφόσον το εμβαδόν και στις δύο περιπτώσεις είναι μεγαλύτερο από 10 m², $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Σύμφωνα με τον πίνακα 11, οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους είναι οι παρακάτω:

Ζώνη	A	B
c_{pe}	-1.2	-0.8
z (m)	10.15	10.15
w_e (kN/m ²)	-0.968	-0.646

Υπολογισμός Εξωτερικών Πιέσεων Στέγης

Σύμφωνα με τη μελέτη, η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα και ύψος αναφοράς $z_e = 10.15$ m.

Για $e = 10.80$ m και σύμφωνα με την εικόνα 21, γίνεται η κατανομή σε ζώνες, για τις οποίες οι τιμές των συντελεστών και των πιέσεων φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

	F	G	H	I
d (m)	1.08	1.08	4.32	3.12
b (m)	2.70	5.40	10.80	10.8
E (m ²)	2.916	5.832	46.656	33.696

Παρατηρείται πως στη ζώνη F και στη ζώνη G το εμβαδόν είναι ανάμεσα στο 1 m² και στα 10 m², ενώ στις ζώνες H και I το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10 m². Αυτό

σημαίνει ότι για τη ζώνη F και για τη ζώνη G $c_{pe}=c_{pe,1}+(c_{pe,10}-c_{pe,1})\cdot\log A$ και για τις ζώνες H και I $c_{pe}=c_{pe,10}$.

Ζώνη	F	G	H	I
c_{pe}	-2.1746	-1.3873	-0.70	-0.2
z (m)	10.15	10.15	10.15	10.15
w_e	-1.755	-1.120	-0.565	-0.161

Υπολογισμός Εσωτερικών Πιέσεων

c_{pi}	0.2	-0.3
w_e	0.161	-0.242

II. Διεύθυνση ανέμου για $\theta=90^\circ$

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα στοιχεία της κατασκευής που μας αφορούν:

h (m)	10.15
b (m)	8.52
d (m)	10.80

Εφόσον το $h \leq b$, θεωρείται ότι το ύψος αναφοράς είναι ίσο με το πραγματικό ύψος, δηλαδή $z_e = h$, όπως φαίνεται στην εικόνα 19.

Υπολογισμός Εξωτερικών Πιέσεων Κατακόρυφων Επιφανειών

$$e = \min(b; 2h) = \min(8.52; 2 \cdot 10.15) = 8.52 \text{ m} \quad \text{και} \quad \frac{h}{b} = 1.19$$

Εφόσον $e < d$, προκύπτει πως το μήκος d θα διαιρεθεί σε δύο ζώνες A και B, όπως φαίνεται στην εικόνα 20.

Πλάτος (m)	Εμβαδόν (m ²)	
$d_A = e/5$ (m)	1.70	17.296
$d_B = 4 \cdot e/5$ (m)	6.82	69.182
$d_c = d - e$ (m)	2.28	23.142

Εφόσον το εμβαδόν και στις τρεις περιπτώσεις είναι μεγαλύτερο από 10 m², $c_{pe}=c_{pe,10}$.

Σύμφωνα με τον πίνακα 11, οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους είναι οι παρακάτω:

Ζώνη	A	B	C
c_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5

z (m)	10.15	10.15	10.15
w_e (kN/m ²)	-0.968	-0.646	-0.403

Υπολογισμός Εξωτερικών Πίεσεων Στέγης

Σύμφωνα με τη μελέτη, η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα και ύψος αναφοράς $z_e=10.15\text{m}$.

Για $e = 8.52\text{m}$ και σύμφωνα με την εικόνα 20, γίνεται η κατανομή σε ζώνες, για τις οποίες οι τιμές των συντελεστών και των πιέσεων φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

	F	G	H	I
d (m)	1.08	1.08	5.4	5.4
b (m)	2.70	3.12	8.52	8.52
E (m ²)	2.916	3.370	46.008	46.008

Παρατηρείται πως στις ζώνες F και G το εμβαδόν είναι ανάμεσα στο 1 m² και στα 10 m², ενώ στις ζώνες H και I το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10 m². Αυτό σημαίνει ότι για τη ζώνη F και για τη ζώνη G $c_{pe}=c_{pe,1}+(c_{pe,10}-c_{pe,1})\cdot\log A$ και για τις ζώνες H και I $c_{pe}=c_{pe,10}$.

Ζώνη	F	G	H	I
c_{pe}	-2.1746	-1.5779	-1.11	-0.2
z (m)	10.15	10.15	10.15	10.15
w_e	-1.755	-1.273	-0.896	-0.161

Υπολογισμός Εσωτερικών Πίεσεων

c_{pi}	0.2	-0.3
w_e	0.161	-0.242

Δράσεις ανέμου επί της μεταλλικής κατασκευής

Για τον υπολογισμό των τελικών πιέσεων στην επιφάνεια της κατασκευής, εξετάζονται οι εξής 2 διευθύνσεις:

- I. $\theta=0^\circ$ κατά τον άξονα Y
- II. $\theta=90^\circ$ κατά τον άξονα X

I. Διεύθυνση ανέμου για $\theta=0^\circ$

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα στοιχεία της κατασκευής που μας αφορούν:

h (m)	19
b (m)	6.17
d (m)	8.32

Εφόσον το $h > 2b$, το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, με $z_{e,min} = 6.17 \text{ m}$, $z_{e,max} = 19 \text{ m}$, ενώ το ενδιάμεσο τμήμα χωρίζεται σε μικρότερα τμήματα με μέγιστο ύψος 6.17 m έκαστο, όπως φαίνεται στην εικόνα 19.

Υπολογισμός Εξωτερικών Πίεσεων Κατακόρυφων Επιφανειών

$$e = \min(b; 2h) = \min(6.17; 2 \cdot 19) = 6.17 \text{ m} \quad \text{και} \quad \frac{h}{b} = 3.079$$

Εφόσον $e \geq d$, προκύπτει πως το μήκος d θα διαιρεθεί σε δύο ζώνες Α και Β, όπως φαίνεται στην εικόνα 20.

Πλάτος (m)		Εμβαδόν (m ²)
$d_A = e/5$ (m)	1.234	23.45
$d_B = d - e/5$ (m)	7.086	134.63

Εφόσον το εμβαδόν και στις δύο περιπτώσεις είναι μεγαλύτερο από 10m², $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Σύμφωνα με τον πίνακα 11, οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους είναι οι παρακάτω:

Ζώνη	Α			Β		
c_{pe}	-1.2			-0.8		
z (m)	6.17	12.34	19	6.17	12.34	19
w_e (kN/m ²)	-0.961	-1.072	-1.313	-0.640	-0.715	-0.875

Υπολογισμός Εξωτερικών Πίεσεων Στέγης

Σύμφωνα με τη μελέτη, η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα και ύψος αναφοράς $z_e = 19 \text{ m}$ (λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή για απλοποίηση των υπολογισμών).

Για $e = 6.17 \text{ m}$ και σύμφωνα με την εικόνα 21, γίνεται η κατανομή σε ζώνες, για τις οποίες οι τιμές των συντελεστών και των πιέσεων φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

	F	G	H	I
d (m)	0.617	0.617	3.085	5.235
b (m)	1.543	3.085	6.170	6.170
E (m ²)	0.952	1.903	19.034	32.300

Παρατηρείται πως στη ζώνη F το εμβαδόν είναι μικρότερο του 1 m², στη ζώνη G το εμβαδόν είναι ανάμεσα στο 1 m² και στα 10 m², ενώ στις ζώνες H και I το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10 m². Αυτό σημαίνει ότι για τη ζώνη F $c_{pe} = c_{pe,1}$, για τη ζώνη G $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$ και για τις ζώνες H και I $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Ζώνη	F	G	H	I
c_{pe}	-2.5	-1.776	-0.70	-0.2
z (m)	19.00	19.00	19.00	19.00
w_e	-2.796	-1.944	-0.766	-0.219

Υπολογισμός Εσωτερικών Πιέσεων

c_{pi}	0.2	-0.3
w_e	0.219	-0.329

*Για λόγους απλοποίησης και εφόσον είναι προφανές ότι όσο μεγαλώνει το ύψος τόσο η τιμή του w_e μειώνεται, επιλέγεται η μελέτη να γίνει με $z = 19$ m για όλο το κτίριο.

II. Διεύθυνση ανέμου για $\theta=90^\circ$

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα στοιχεία της κατασκευής που μας αφορούν:

h (m)	19.00
b (m)	3.66
d (m)	10.80 ^(*)

(*) Έχει υπολογιστεί ως βάθος d το μήκος του τμήματος 1.

Εφόσον το $h > 2b$, το κτίριο θεωρείται ότι *απαρτίζεται* από πολλά τμήματα, με $z_{e,min} = 3,66$ m, $z_{e,max} = 16$ m, ενώ το ενδιάμεσο τμήμα χωρίζεται σε μικρότερα τμήματα με μέγιστο ύψος 3.66 m έκαστο, όπως φαίνεται στην εικόνα 19.

Υπολογισμός Εξωτερικών Πιέσεων Κατακόρυφων Επιφανειών

$$e = \min(b; 2h) = \min(3.66; 2 \cdot 16) = 3.66 \text{ m} \quad \text{και} \quad \frac{h}{b} = 4.372$$

Εφόσον $e < d$, προκύπτει πως το μήκος d θα διαιρεθεί σε δύο ζώνες Α και Β, όπως φαίνεται στην εικόνα 20.

Πλάτος (m)	Εμβαδόν (m ²)	
$d_A = e/5$ (m)	0.732	11.712
$d_B = 4 \cdot e/5$ (m)	2.928	46.848
$d_c = d - e$ (m)	7.140	114.24

Εφόσον το εμβαδόν και στις τρεις περιπτώσεις είναι μεγαλύτερο από 10m², $c_{pe} = c_{pe,10}$.

Σύμφωνα με τον πίνακα 11, οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους είναι οι παρακάτω:

Ζώνη	A					B					C				
c_{pe}	-1.2					-0.8					-0.5				
z (m)	3.66	7.32	10.98	14.64	19.00*	3.66	7.32	10.98	14.64	19.00	3.66	7.32	10.98	14.64	19.00
w_e (kN/m ²)	-	-	-1.010	-1.166	-1.313	-	-	-0.673	-0.777	-0.875	-	-	-0.421	-0.486	-0.547
	0.961	0.961				0.640	0.640				0.400	0.400			

Υπολογισμός Εξωτερικών Πιέσεων Στέγης

Σύμφωνα με τη μελέτη, η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα και ύψος αναφοράς $z_e = 16$ m.

Για $e = 3.66$ m και σύμφωνα με την εικόνα 21, γίνεται η κατανομή σε ζώνες, για τις οποίες οι τιμές των συντελεστών και των πιέσεων φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

	F	G	H	I
d (m)	0.366	0.366	1.830	8.970
b (m)	1.830	0.915	3.660	3.660
E (m ²)	0.670	0.335	6.698	32.830

Παρατηρείται πως στις ζώνες F και G το εμβαδόν είναι μικρότερο του 1 m², στη ζώνη H το εμβαδόν είναι ανάμεσα στο 1 m² και στα 10 m², ενώ στη ζώνη I το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10 m². Αυτό σημαίνει ότι για τις ζώνες F και G $c_{pe}=c_{pe,1}$, για τη ζώνη H $c_{pe}=c_{pe,1}+(c_{pe,10}-c_{pe,1})\cdot\log A$ και για τη ζώνη I $c_{pe}=c_{pe,10}$.

Ζώνη	F	G	H	I
c_{pe}	-2.5	-2	-1.11	-0.2
z (m)	19.00	19.00	19.00	19.00
w_e	-2.736	-2.189	-1.215	-0.219

Υπολογισμός Εσωτερικών Πιέσεων

c_{pi}	0.2	-0.3
w_e	0.219	-0.329

*Για λόγους απλοποίησης και εφόσον είναι προφανές ότι όσο μεγαλώνει το ύψος τόσο η τιμή του w_e μειώνεται, επιλέγεται η μελέτη να γίνει με $z = 19$ m για όλο το κτίριο.

3.7.3 ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (Α):

3.7.3.1 Σεισμικές Δράσεις (Ε):

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις, λόγω των οριζόντιων και κατακόρυφων επιταχύνσεων. Οι οριζόντιες θεωρούνται πιο σημαντικές. Ωστόσο, και οι κατακόρυφες μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Οι εσωτερικές αντιδράσεις που αναπτύσσονται σε μια

κατασκευή ονομάζονται σεισμικές δράσεις και οφείλονται στην αντίδραση της μάζας της κατασκευής στην ταλάντωση του εδάφους. Οι δράσεις αυτές εξαρτώνται από την φύση του σεισμού (επιτάχυνση, ταχύτητα, χρονική διάρκεια, διεύθυνση) και από την συμπεριφορά της κατασκευής (ιδιότητες υλικού, ακαμψία, κατανομή μάζας, απόσβεση).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η σεισμική απόκριση μίας κατασκευής μπορεί να μελετηθεί με κάποια από τις παρακάτω μεθόδους:

I. Δυναμική Φασματική Μέθοδος «ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης», αφορά όλους τους τύπους κτιρίων

II. Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος «μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης», αφορά μελέτη κτιρίων στα οποία οι συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερω από την θεμελιώδη δεν επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση σε κάθε κύρια διεύθυνση.

III. Μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)

IV. Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Στην παρούσα μελέτη επιλέγεται η Δυναμική Φασματική Μέθοδος.

3.7.3.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

3.7.3.3 ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα, λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς. Ο συντελεστής συμπεριφοράς εξαρτάται από τη διαθέσιμη πλαστικότητα, την υπερστατικότητα του φορέα, την υστερητική απόσβεση και άλλα. Εφόσον το μελετούμενο κτίριο χρησιμοποιεί το ίδιο υλικό σε όλους τους ορόφους με ορθογωνική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, η τιμή του συντελεστή ορίζεται για κάθε κύρια διεύθυνση (x , y), ανάλογα με το δομικό σύστημα. (Βάγιας et al., 2013)

Η μεταλλική κατασκευή που μελετάται έχει κάποια χαρακτηριστικά τα οποία δεν ευνοούν την επιλογή υψηλού συντελεστή συμπεριφοράς. Αρχικά, συνδέεται με τη μελετούμενη υφιστάμενη κατασκευή, η οποία είναι κατασκευή τοιχοποιίας 104 ετών – επομένως είναι μια ευαίσθητη κατασκευή με πολύ μικρή δυνατότητα παραμόρφωσης κατά το σεισμό. Παράλληλα, στις δύο πλευρές από τις τέσσερις εφάπτεται με άλλα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα οποία δεν μπορούν να ακολουθήσουν την παραμόρφωση μιας μεταλλικής κατασκευής και περιορίζουν σε μεγάλο βαθμό τις επιτρεπόμενες μετακινήσεις. Επομένως δεν είναι επιθυμητός ένας μεγάλος συντελεστής συμπεριφοράς διότι επιδιώκεται η αποφυγή πλαστικοποίησης και μεγάλων παραμορφώσεων που θα επιβαρύνουν τις προσκείμενες κατασκευές. Επιλέγεται $q = 1.5$, λοιπόν, σύμφωνα με τον EN 1998-1.

Οι παρακάτω τιμές που έχουν επιλεγεί έχουν προκύψει από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, σε συνδυασμό με τις παραδοχές του μοντέλου.

Πίνακας 13: Στοιχεία σεισμικού φάσματος σχεδιασμού

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z1
α_{gR} (g)	0.16
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Σ3
γ_i	1.20
Κατηγορία Εδάφους	A
T_B (sec)	0.15
T_C (sec)	0.4
T_D (sec)	2.50
S	1.00

3.8 ΦΟΡΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή μας σε διάφορες καταπονήσεις και να γίνει ο σχεδιασμός με την μέγιστη δυνατή ασφάλεια, επιλέγονται οι παρακάτω φορτικοί συνδυασμοί προς διερεύνηση. Καθώς είναι γνωστό, οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας διαμορφώνονται όπως φαίνεται παρακάτω:

Πίνακας 14: Συντελεστές ασφάλειας

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1.35	1.00	1.00	1.00
γ_Q	1.5	0	1.00	0
γ_A, γ_E	1	0	-	-

Εφόσον το κτίριο ανήκει στην κατηγορία C, οι ψ συντελεστές των φορτικών συνδυασμών λαμβάνουν τις εξής τιμές:

Πίνακας 15: Συντελεστές φορτικών συνδυασμών

ψ_0	0.7
ψ_1	0.7
ψ_2	0.6

Επομένως, οι φορτικοί συνδυασμοί θα είναι οι εξής:

Οριακή κατάσταση αστοχίας:

Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (δυσμενής συνδυασμός):

Βασικό μεταβλητό τα κινήτά: $1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k + 1.5 \cdot 0.7 \cdot S + 1.5 \cdot 0.7 \cdot W$

Βασικό μεταβλητό το χιόνι:	$1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_k + 1.5 \cdot 0.7 \cdot W$
Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:	$1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot W + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_k + 1.5 \cdot 0.7 \cdot S$
Καταστάσεις σεισμού:	
Σεισμική δράση κατά x:	$1.0 G_k + 0.3 \cdot Q_k + E_x + 0.3 \cdot E_y$
	$1.0 G_k + 0.3 \cdot Q_k + E_x - 0.3 \cdot E_y$
Σεισμική δράση κατά y:	$1.0 G_k + 0.3 \cdot Q_k + E_y + 0.3 \cdot E_x$
	$1.0 G_k + 0.3 \cdot Q_k + E_y - 0.3 \cdot E_x$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

Χαρακτηριστικός συνδυασμός (δυσμενής συνδυασμός):

Βασικό μεταβλητό τα κινητά:	$1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k + 1.5 \cdot 0.7 \cdot S + 1.5 \cdot 0.7 \cdot W$
Βασικό μεταβλητό το χιόνι:	$1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_k + 1.5 \cdot 0.7 \cdot W$
Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:	$1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot W + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_k + 1.5 \cdot 0.7 \cdot S$

4 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

Το υφιστάμενο κτίριο ήταν οικία η οποία ανεγέρθηκε το 1915. Ακολουθεί την ελληνική νεοκλασική αρχιτεκτονική, επηρεασμένο από την αθηναϊκή αρχιτεκτονική του 19^{ου} αιώνα, που χαρακτήριζε εκείνη την εποχή. Λιτό μεν, αλλά με διάκοσμους στα κεραμίδια, το μπαλκόνι και την κεντρική είσοδο της οδού Ζαχαρίτσα, υπηρετεί το ιδιαίτερο αρχιτεκτονικό αυτό στυλ.

Σε μια προσπάθεια διατήρησης της ομορφιάς του κτιρίου, αποφασίστηκε η αποκατάστασή του με βάση τα αρχικά σχέδια στις προσόψεις του και τη στέγη. Επομένως, εξωτερικά δεν θα γίνει κάποια αρχιτεκτονική παρέμβαση που δεν εξυπηρετεί το προαναφερθέν στυλ.

Αφού μελετήθηκε η αρχιτεκτονική διάταξη του υφιστάμενου κτίσιματος, συλλέγοντας πληροφορίες από το αρχείο της Αρχιτεκτονικής Σχολής σχετικά με την αποτύπωση, ξεκίνησε ο συλλογισμός πάνω στα ζητήματα που προέκυπταν για τη νέα κατασκευή. Στόχος ήταν η νέα κατασκευή να αγκαλιάσει την παλιά και να γίνουν ένα μέσα από τις αντιθέσεις τους, θέλοντας να υποδηλωθεί και η ιδανική σχέση της κλασικής με τη μοντέρνα τέχνη. Η αρμονική συνύπαρξη των δύο κτισμάτων ήταν ιδιαίτερα δύσκολη. Επιδιώχθηκε να επιτευχθεί μέσω των αισθητών αντιθέσεών τους.

Αντλώντας έμπνευση από τον Daniel Libeskind και τον Franz Sam, επιλέχθηκε μια ελαφριά κατασκευή πλαισιωμένη από γυαλί. Η αντίθεση της τοιχοποιίας με τη μεταλλική-γυάλινη κατασκευή προσειλώνουν τον περαστικό και του τραβάνε το ενδιαφέρον. Η αντίθεση αυτή εκτείνεται σε διάφορα επίπεδα.



Εικόνα 24: Δείγματα
αρχιτεκτονικής του Libeskind

Αρχικά, το γυαλί επιτρέπει στον περαστικό να «κρυφοκοιτάξει» μέσα στο κτίριο, και τον κάνει να νοιώθει πιο άνετα να πλησιάσει τον φιλόξενο και ανοιχτό αυτό χώρο.

Αυτή η αίσθηση έρχεται σε άμεση αντίθεση με την αίσθηση που προκαλεί σε κάποιον η όψη ενός κτιρίου τοιχοποιίας, το οποίο μάλιστα είναι αρκετά φορτωμένο με διακοσμητικά στοιχεία – για τα αθηναϊκά δεδομένα πάντα. Μία τέτοια όψη προκαλεί μια αφιλόξενη διάθεση και μυστικοπάθεια, κάτι που δεν προσελκύει τον επισκέπτη.

Η διαφορά των υλικών, επίσης, δίνει έναν πιο εύθυμο και «παιχνιδιάρικο» χαρακτήρα στο συνολικό έργο. Ο συνδυασμός τους είναι ιδιαίτερος και προσκαλεί τον περαστικό να παρατηρήσει και εν τέλει να επισκευτεί τον εκθεσιακό χώρο.

Ένα άλλο στοιχείο που μελετήθηκε ήταν οι όγκοι που προβάλλονται. Το συνολικό έργο αποτελείται από τρεις όγκους. Σε πρώτο πλάνο βρίσκεται το υφιστάμενο κτίσμα, σε δεύτερο πλάνο το κυρίως μεταλλικό μέρος της νέας κατασκευής, και σε τρίτο πλάνο το δεύτερο μέρος της μεταλλικής κατασκευής. Η ιδέα που αναπτύχθηκε ήταν



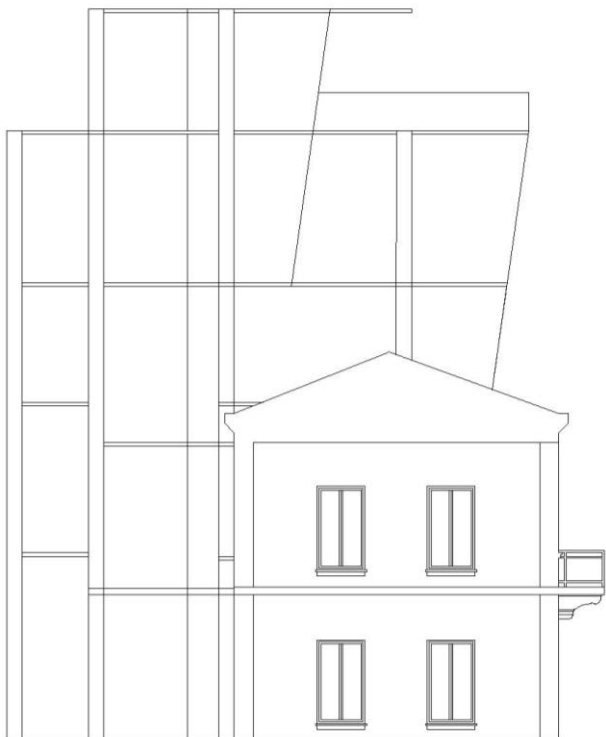
Εικόνα 23: Rooftop
Remodeling Falkestrasse,
Cooohimmelblau. Franz Sam

να πλαισιώνεται το υφιστάμενο κτίριο από το νέο, σαν μια αγκαλιά. Το υφιστάμενο κτίριο λειτουργεί ως πυρήνας της σύνθεσης και έμπνευση για το υπόλοιπο. Για το λόγο αυτό έχει επιλεγεί να περιέχει τη μόνιμη έκθεση. Η ανισοπεδότητα της κάτοψης δημιουργεί ένα «ζωγραφικό» ενδιαφέρον στο έργο, βοηθώντας το μάτι του παρατηρητή να ταξιδεύει πάνω στο κτίριο και να τον παρακινεί να το εξερευνήσει.

Τα προεξέχοντα μέλη της μεταλλικής κατασκευής είναι εμπνευσμένα από το χαγιάτι, στοιχείο της αθηναϊκής αρχιτεκτονικής, το οποίο αν και περιγράφεται με τούρκικη λέξη, έχει βρεθεί ότι πρωτοεμφανίστηκε στον ελλαδικό χώρο τον 9^ο αιώνα (Νικόλαος Μουτσόπουλος). Το χαγιάτι είναι ο σκεπαστός εξώστης που αποτελεί επέκταση του κύριου κτίσματος. Συναντάται τόσο στο ισόγειο ως ημιυπαίθριος χώρος, άλλωτε ανοιχτός άλλωτε κλειστός, όσο και σε όροφο, όπου ήταν κλειστός και γινόταν κομμάτι του συνόλου της υπόλοιπης κατασκευής. Η λέξη χαγιάτι προέρχεται από την περσική/τούρκικη λέξη *hayat* που σημαίνει ζωή. Ο χώρος αυτός πήρε αυτή την ονομασία επειδή εκεί διαδραματιζόταν μεγάλο μέρος της ζωής των κατοίκων, έτρωγαν, μαγείρευαν, ρέμβαζαν κλπ. Σε αυτό το κλίμα κατασκευάζεται και στην μελετούμενη περίπτωση ένα εκσυγχρονισμένο χαγιάτι, που θα φιλοξενεί τον επισκέπτη και θα του δίνει την αίσθηση μιας φουτουριστικής αθηναϊκής ζωής τον 19^ο αιώνα.

Η κλίση που επιλέχθηκε για τα προεξέχοντα μέρη είναι ιδιαιτέρως σημαντική και εξυπηρετεί διάφορους σκοπούς. Αρχικά, είναι αντίθετη από αυτή που υποδεικνύει η στέγη του υφιστάμενου κτιρίου. Ο σχεδιασμός αυτός υπηρετεί την απόφαση ανάδειξης του έργου μέσω των αντιθέσεων του. Επίσης, η κλίση προς τον ουρανό κρύβει μέσα της τη διάθεση της ίδιας της τέχνης να εξελίσσεται και να ανυψώνεται, έτσι όπως ακριβώς συμβαίνει και στην κατασκευή. Η σκέψη αυτή προΐδεάζει τον επισκέπτη για το τι θα συναντήσει μέσα στον ίδιο τον εκθεσιακό χώρο. Σκοπός είναι να φιλοξενεί κυρίως έργα σύγχρονης τέχνης, τα οποία θα προκαλούν και θα ερεθίζουν το νου και την ψυχή του.

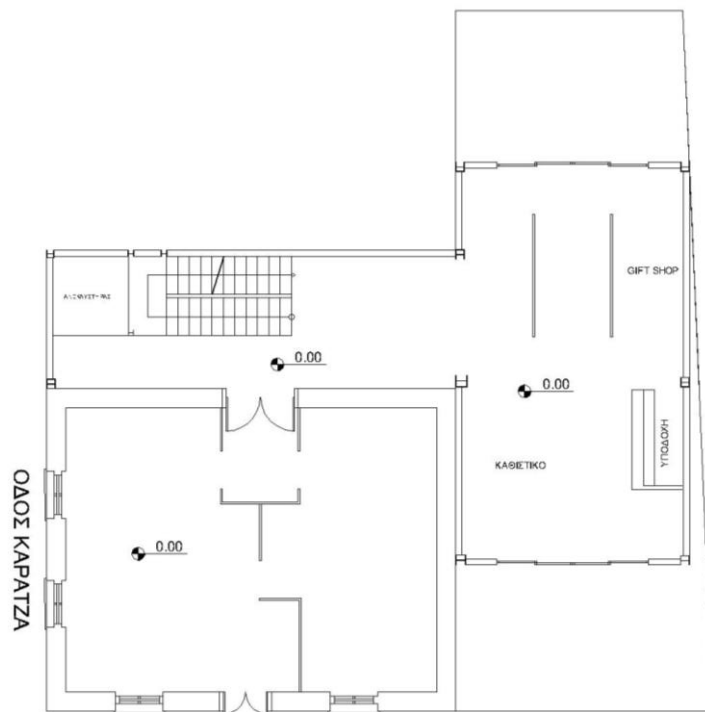
Παρακάτω φαίνονται κάποια αντιπροσωπευτικά σχέδια του έργου.



ΟΨΗ ΚΑΡΑΤΖΑ

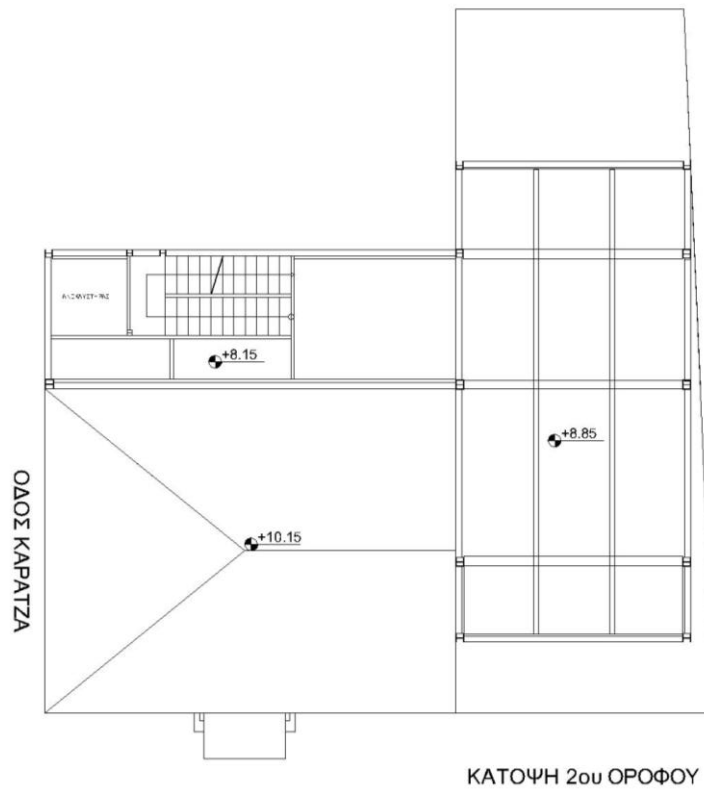
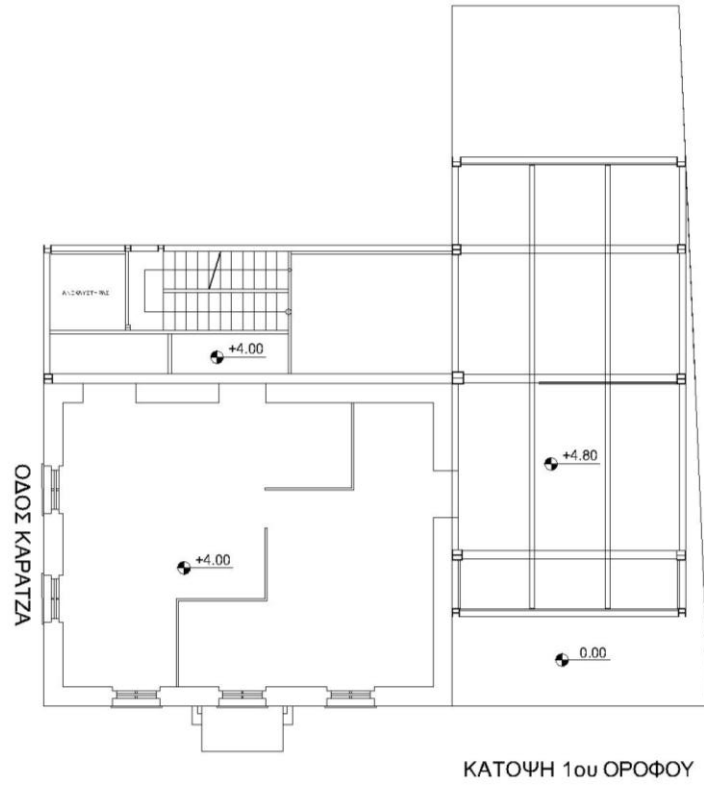


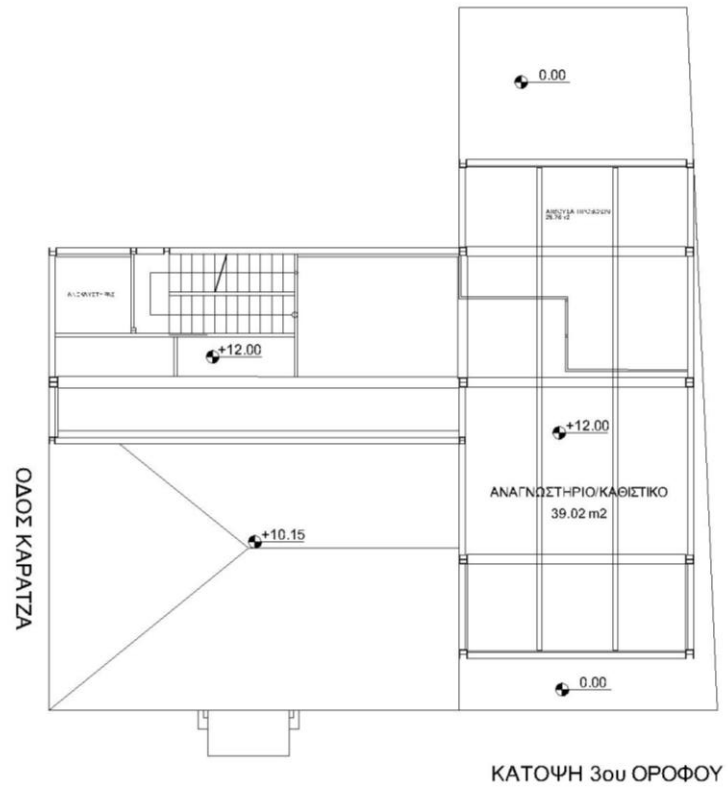
ΟΨΗ ΖΑΧΑΡΙΤΣΑ



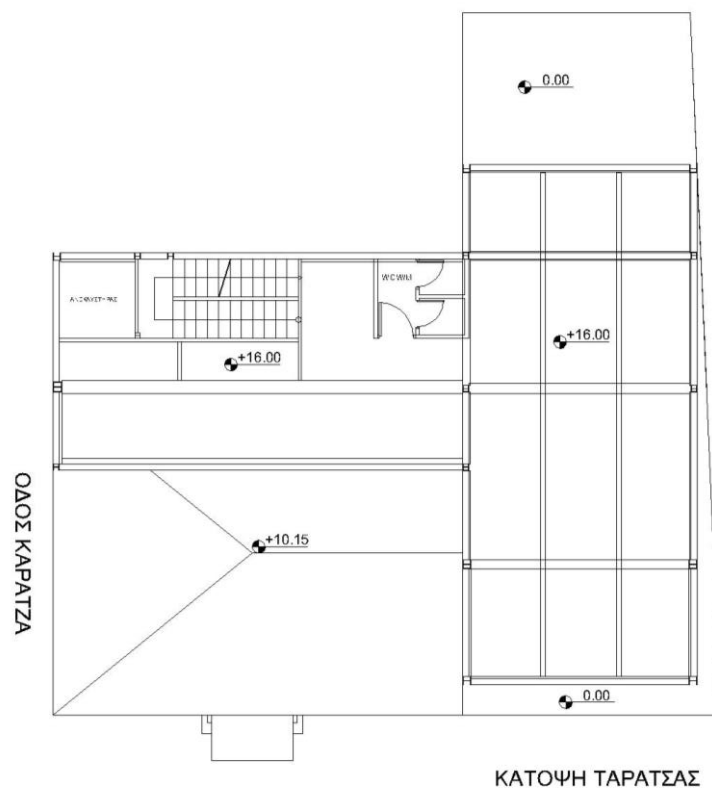
ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

ΟΔΟΣ ΖΑΧΑΡΙΤΣΑ

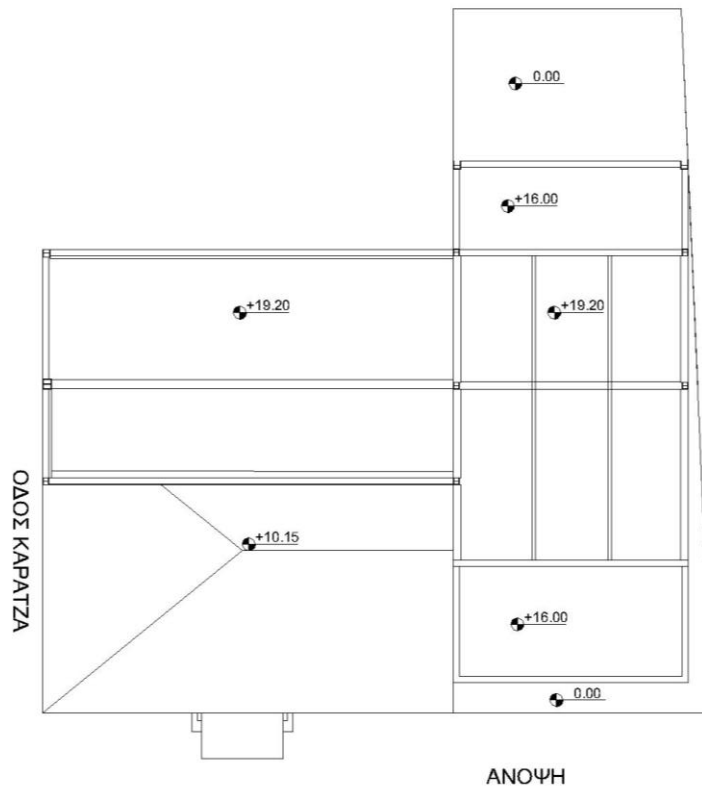




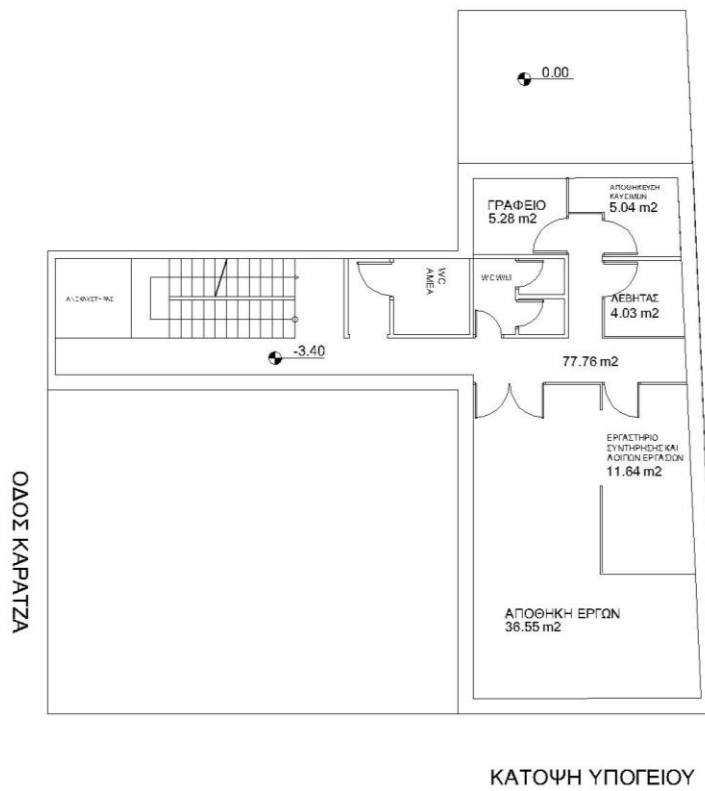
ΟΔΟΣ ΖΑΧΑΡΙΤΣΑ



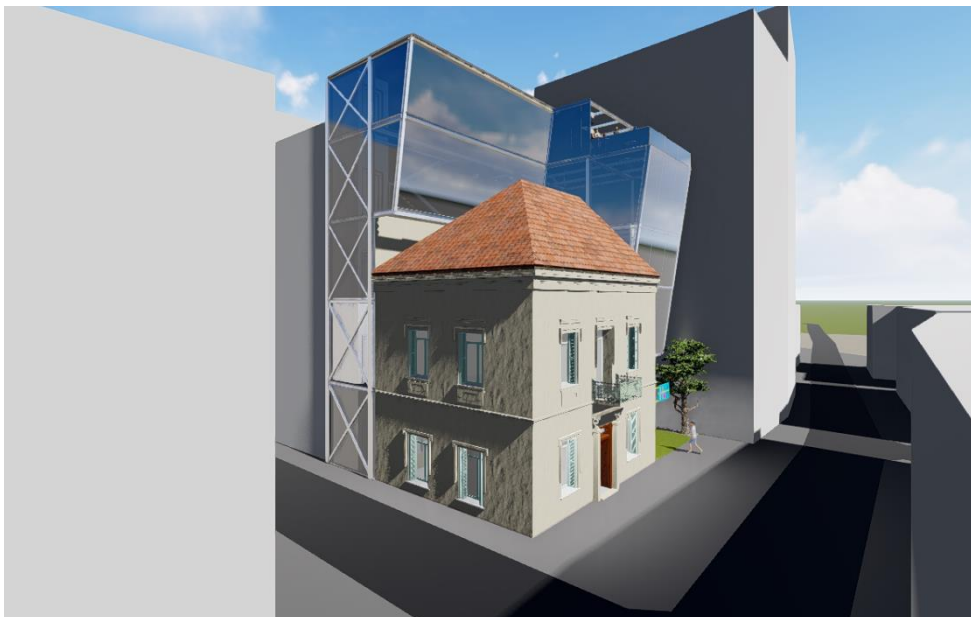
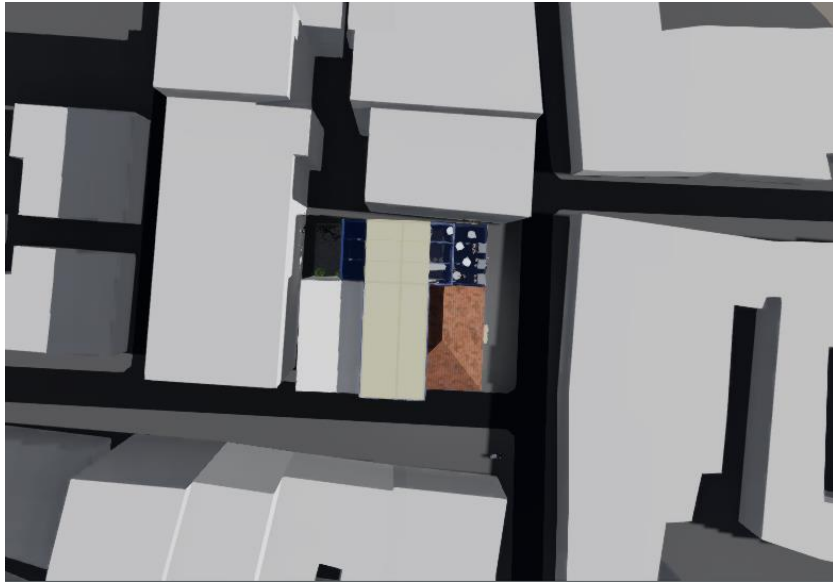
ΟΔΟΣ ΖΑΧΑΡΙΤΣΑ

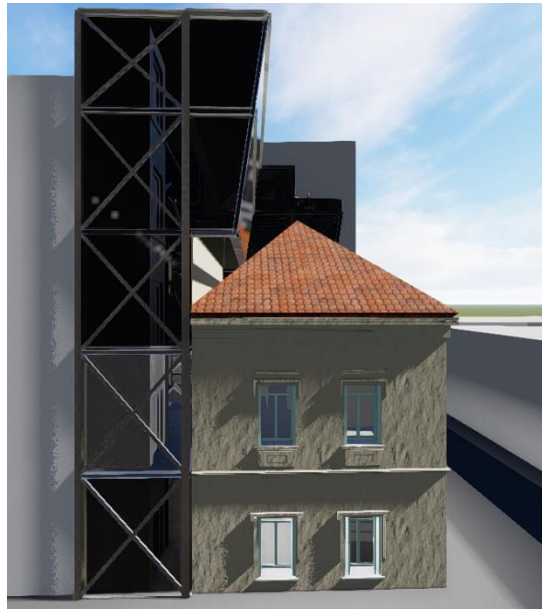


ΟΔΟΣ ΖΑΧΑΡΙΤΣΑ



ΟΔΟΣ ΖΑΧΑΡΙΤΣΑ





5 ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

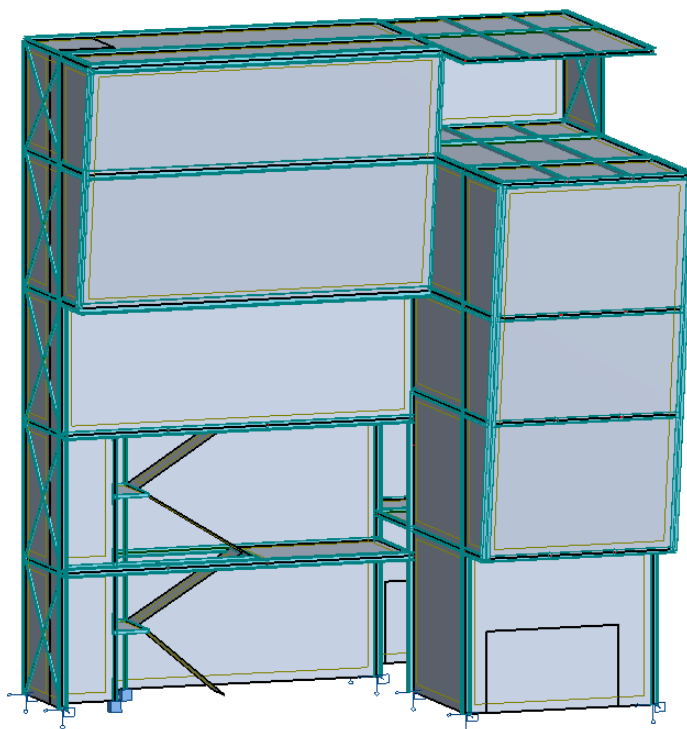
5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Μετά τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό του φορέα ακολουθεί ο στατικός σχεδιασμός του φορέα, ώστε να εξασφαλιστεί η ασφαλής μεταφορά των φορτίων στο έδαφος. Με τη στατική μελέτη, θα προσδιοριστούν με ακρίβεια οι διατομές τα λοιπά κατασκευαστικά στοιχεία τόσο της μεταλλικής κατασκευής, όσο και της υφιστάμενης.

5.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

5.2.1 Μεταλλική Κατασκευή

Για την στατική ανάλυση της μεταλλικής κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Robot Structural Analysis. Επιλέχθηκαν γραμμικά στοιχεία για την προσομοίωση των υποστλωμάτων, των δοκών και των συνδέσμων δυσκαμψίας και μη φέροντα επιφανειακά στοιχεία για την προσομοίωση των τοίχων και πλακών από γυαλί.



Εικόνα 25: Προσομοίωση της μεταλλικής κατασκευής στο Robot Structural Analysis

Στο πρόγραμμα εισήχθησαν τα φορτία της κατασκευής όπως παρουσιάστηκαν παραπάνω πλην των ίδιων βαρών, τα οποία υπολογίστηκαν αυτόματα από το

πρόγραμμα. Για τον υπολογισμό του σεισμικού φορτίου και των σεισμικών συνδυασμών ακολουθήθηκε ιδιομορφική δυναμική ανάλυση.

Στην μεταλλική κατασκευή χρησιμοποιήθηκαν διατομές HEA, HEB και RHSH όπως θα φανούν και στη συνέχεια. Στα πατώματα σχεδιάστηκε μια εσχάρα ώστε να εφαρμόσουν τα πάνελς γυαλιού που θα χρησιμοποιηθούν για τα πατώματα. Επίσης, κατά την ανάλυση διαπιστώθηκε η ανάγκη για πλευρική εξασφάλιση του κτιρίου, οπότε και τοποθετήθηκαν χιαστί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

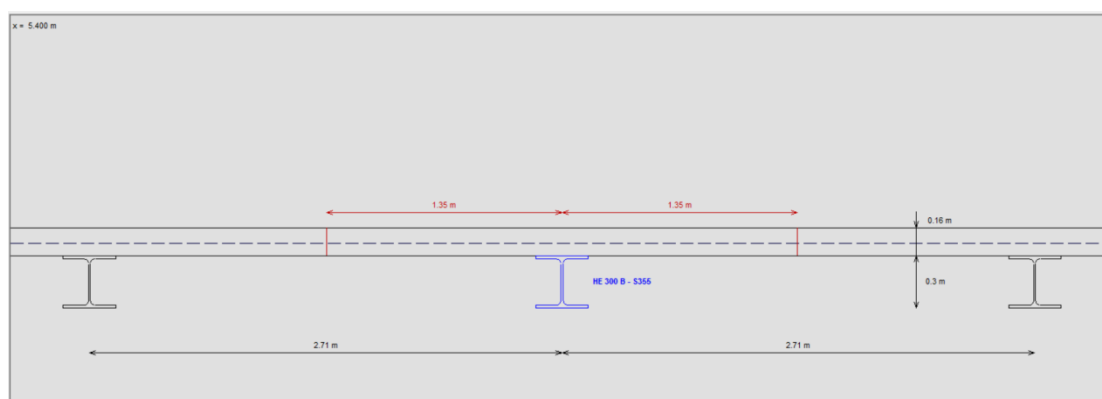
Μία από τις ιδιαιτερότητες του προσομοιώματος ήταν οι προεξοχές κεκλιμένης επιφάνειας, οι οποίες χρειάστηκε να στηριχθούν πάνω σε προβόλους κατά τη διεύθυνση y. Η στήριξη των δοκών των προεξοχών που αναπτύσσονται κατά τη διεύθυνση x γίνεται με αρθρώσεις πάνω στους προβόλους. Μια άλλη ιδιαιτερότητα ίσως να ήταν το κλιμακοστάσιο, το οποίο επιλέχθηκε να στηρίζεται το εκάστοτε πλατύσκαλο σε τρία κρυμμένα υποστυλώματα, και θεωρήθηκε ότι όλη η σκάλα λειτουργεί σαν αμφιέρειστη δοκός με στηρίξεις το εκάστοτε πλατύσκαλο και τον εκάστοτε όροφο.

Τα μη φέροντα στοιχεία – πατώματα και τοίχοι, τα οποία θα κατασκευαστούν κατά κύριο λόγο από γυαλί – προσομοιώθηκαν με το στοιχείο cladding και ορίστηκαν ως τετραέρειστα, καθώς στηρίζονται και στις τέσσερις πλευρές σε στοιχεία του φέροντος οργανισμού.

5.2.2 Υφιστάμενη Κατασκευή (Τοιχοποιία)

Η υφιστάμενη κατασκευή είναι κατασκευή τοιχοποιίας. Όπως αναφέρθηκε και στην Πρόταση Μελέτης του έργου, η παρέμβαση αφορά πατώματα και στέγη για τα οποία θα χρησιμοποιηθούν σύμμικτα στοιχεία.

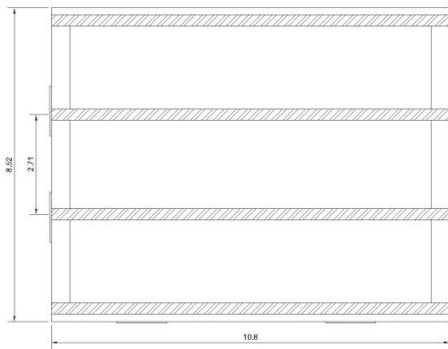
Για την ανάλυση των σύμμικτων στοιχείων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ABC v3.49 (ArcelorMittal Beams Calculator) το οποίο παρέχεται από την ArcelorMittal Commercial Sections S.A. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται στην επόμενη εικόνα.



Εικόνα 26: Προσομοίωμα σύμμικτων στοιχείων της υφιστάμενης κατασκευής

Σε αυτό το προσομοίωμα μελετάται μία μεσαία δοκός, ώστε να διαπιστωθεί η συμπεριφορά της με βάση τα στοιχεία που επιλέχθηκαν για την κατασκευή της πλάκας και τα φορτία που έχουν επιλεγεί παραπάνω.

Η μόρφωση του φορέα επιλέχθηκε να γίνει με 4 δοκούς (3 ανοίγματα) σε ίσες αποστάσεις, πάνω στα οποία στηρίζεται η σύμμικτη πλάκα. Στο σημείο αυτό πρέπει



Εικόνα 27: Τοποθέτηση των σιδηροδοκών στην υφιστάμενη κατασκευή

η παραπάνω θεώρηση είναι όρθη.

να σημειωθεί ότι η πλάκα της στέγης διαστασιολογήθηκε με βάση τα κινητά φορτία της κατασκευής – όπως δηλαδή και οι υπόλοιπες πλάκες/πατώματα – καθώς θεωρήθηκε ότι είναι δυσμενέστερη αυτή η προσέγγιση. Δεδομένου ότι το φορτίο της στέγης υπολογίζεται γύρω στα 3 kN/m, ενώ τα μόνιμα φορτία είναι 5 kN/m και τα κινητά 7 kN/m, και κάνοντας γρήγορο υπολογισμό του δυσμενέστερου συνδυασμού και στις δύο περιπτώσεις, εύκολα προκύπτει ότι

5.3 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Ακολουθήθηκε ελαστική ανάλυση, κατά την οποία αγνοείται η μη γραμμικότητα του υλικού, για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και την αρχική διαστασιολόγηση του φορέα.

5.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Παράλληλα με τη στατική ανάλυση, πραγματοποιείται και δυναμική ανάλυση, καθώς το έργο βρίσκεται σε περιοχή με έντονες σεισμικές διεγέρσεις. Ακολουθήθηκε η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής.

Με τη δυναμική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε υπολογίστηκαν οι ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές, η δρώσα ιδιομορφική μάζα κάθε ιδιομορφής, οι μέγιστες αποκρίσεις, σεισμικά φορτία ή μετακινήσεις βάσει του φάσματος σχεδιασμού. Με τη μέθοδο CQC (Complete quadratic combination) πραγματοποιήθηκε η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων, δίνοντας αποτελέσματα για τις μέγιστες αποκρίσεις για την κάθε μία εκ των διευθύνσεων του σεισμού. Ο σεισμός μελετήθηκε για τις δύο εκ των τριών διευθύνσεων, κατά x και κατά y.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, στον αντισεισμικό σχεδιασμό θα πρέπει να το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας της εκάστοτε εξεταζόμενης διεύθυνσης. (Ψυχάρης, 2016) Παράλληλα, οι επιλεγμένες δρώσες ιδιομορφικές μάζες θα πρέπει να είναι μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Πίνακας 16: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης

Ιδιομορφή	Συχνότητα (Hz)	Περίοδος (sec)	Σχετική μάζα U _x (%)	Σχετική μάζα U _y (%)
1	0.53	1.88	68.86	11.28
2	0.6	1.68	84.7	73.15
3	0.89	1.13	86.67	78.62
4	1.03	0.97	86.83	85.63
5	1.33	0.75	86.84	86.14
6	1.53	0.65	89.25	86.2
7	1.55	0.65	89.39	87.82
8	1.62	0.62	90.44	87.98
9	1.73	0.58	91.39	88.36
10	1.79	0.56	91.55	88.36
11	1.89	0.53	94	88.52
12	1.96	0.51	94.18	89.03
13	2.14	0.47	94.27	94.92

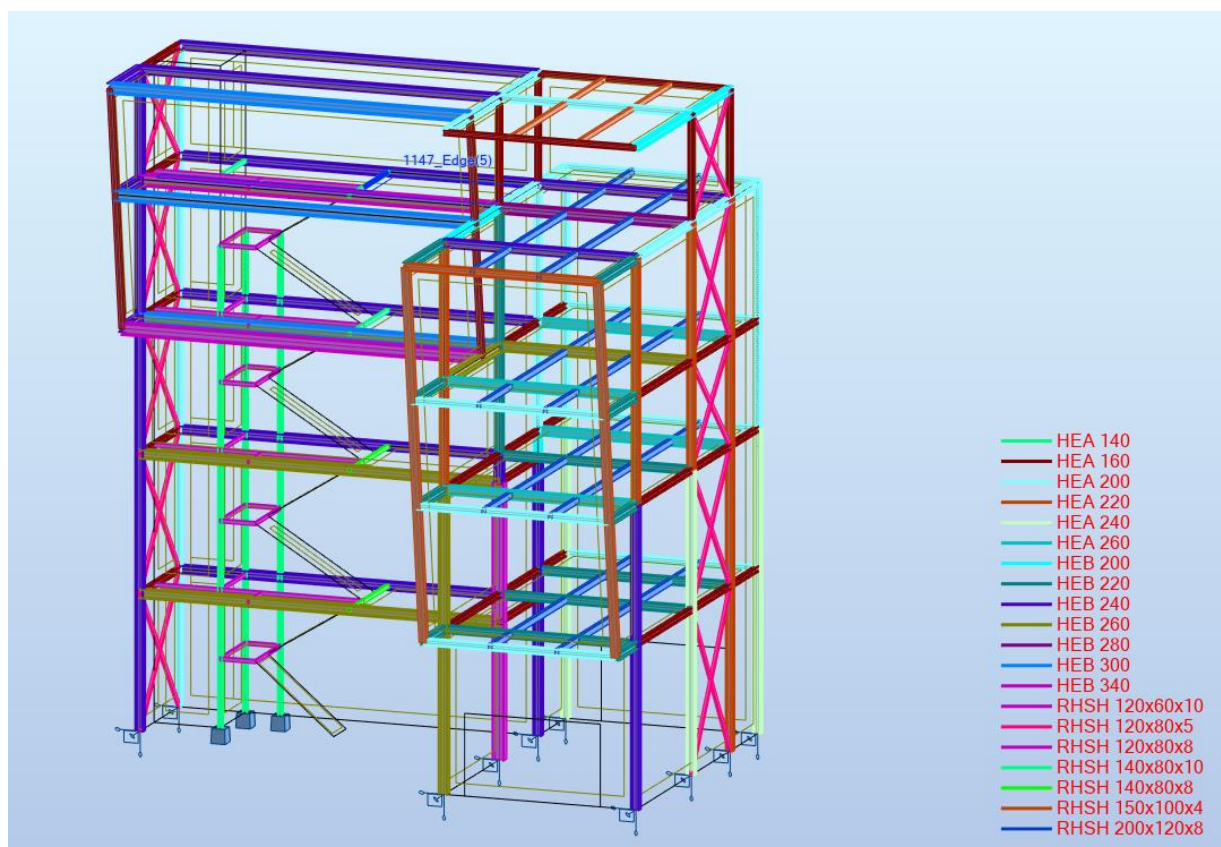
Τελικώς, η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με 20 ιδιομορφές οι οποίες κάλυψαν το 96.68% της συνολικής μάζας κατά x και 95.57% της συνολικής μάζας κατά y.

5.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση των μελετούμενων φορέων γίνεται με βάση τους Ευρωκώδικες και τη στατική και δυναμική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στα αντίστοιχα προσομοιώματα στο εκάστοτε πρόγραμμα.

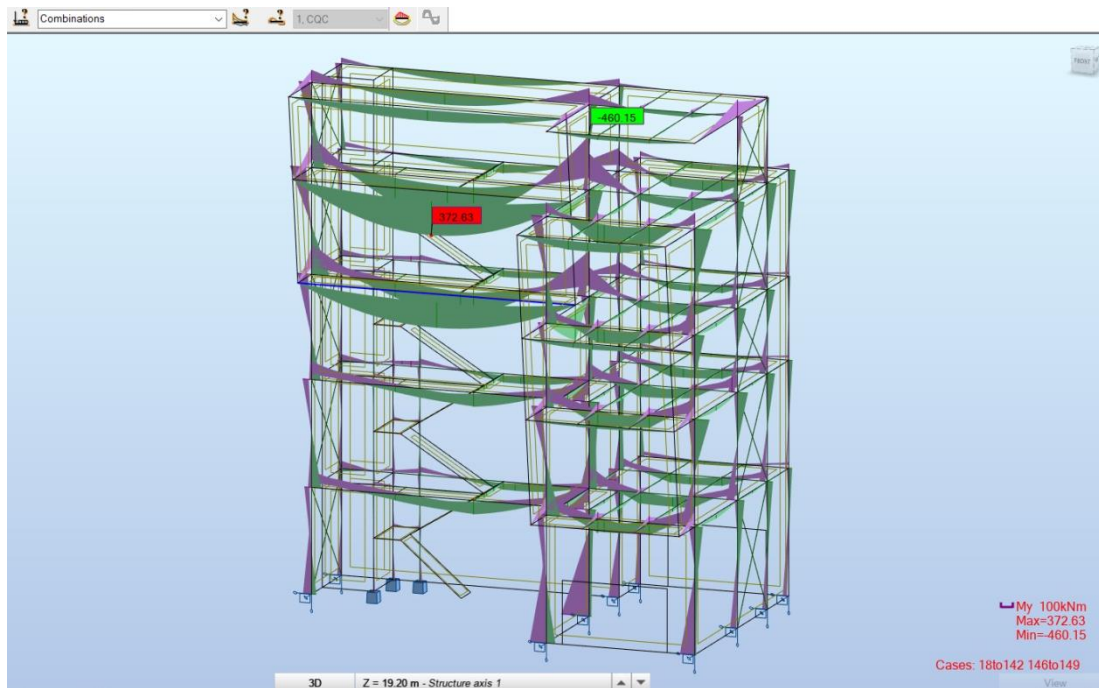
5.5.1 Μεταλλική Κατασκευή

Για τη μεταλλική κατασκευή επιλέχθηκαν διαφόρων ειδών διατομές ανάλογα με τις ανάγκες του κάθε μέλους. Γενικά στην ανάλυση επιδιώχθηκε να επιτευχθεί συντελεστής εκμετάλλευσης ανάμεσα στο 0.70 και 0.90, το οποίο ωστόσο δεν ήταν πάντοτε εφικτό. Όπως προειπώθηκε, τα είδη διατομών περιορίστηκαν στις HEA, HEB και RSHH. Έγινε μια προσπάθεια ομογενοποίησης των διατομών και το αποτέλεσμα φαίνεται παρακάτω..

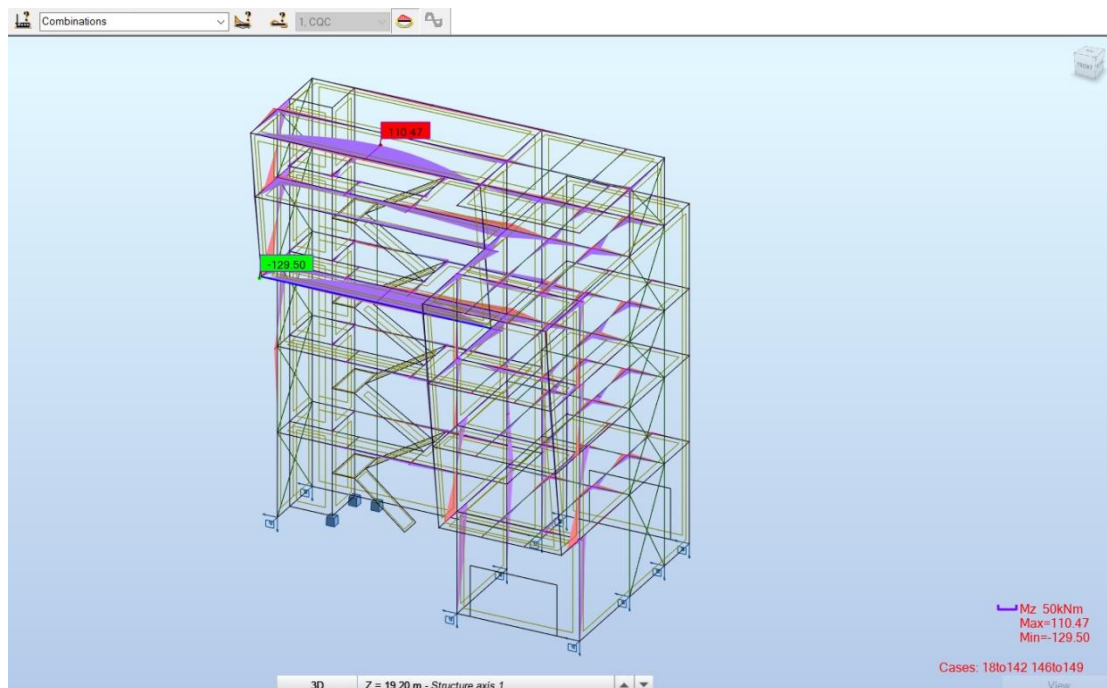


Εικόνα 28: Οι διατομές που επιλέχθηκαν για τη μεταλλική κατασκευή (χρωματικά)

Στη συνέχεια, εμφανίζονται οι περιβάλλουσες για τις ροπές M_y και M_z . Επιλέχθηκαν να παρουσιαστούν αυτές, διότι υπήρξαν κρίσιμες αρκετές φορές κατά τη διάρκεια της διαστασιολόγησης.

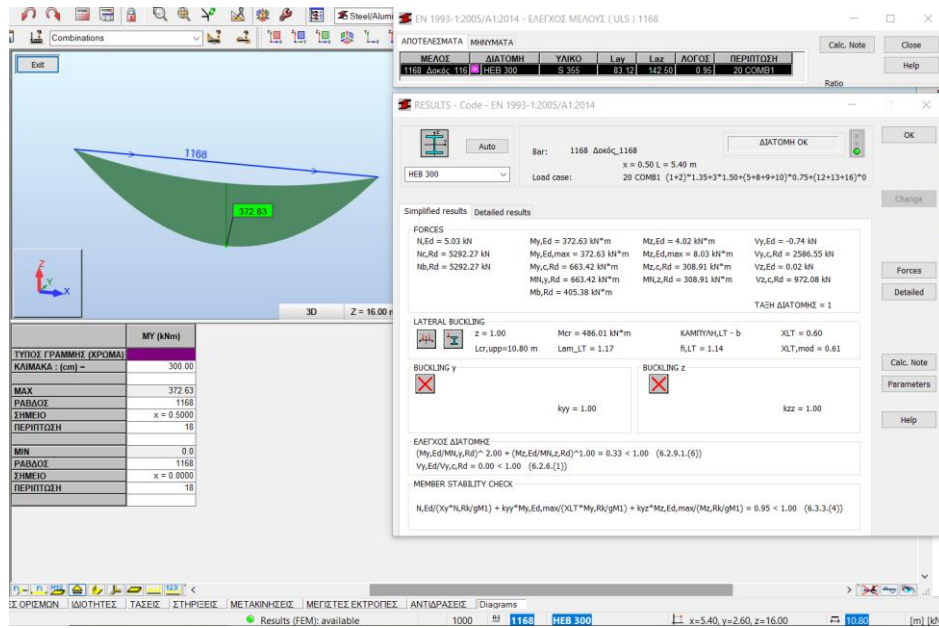


Εικόνα 29: Περιβάλλουσα για την M_y με σημειωμένες τις ακραίες τιμές για τον φορέα

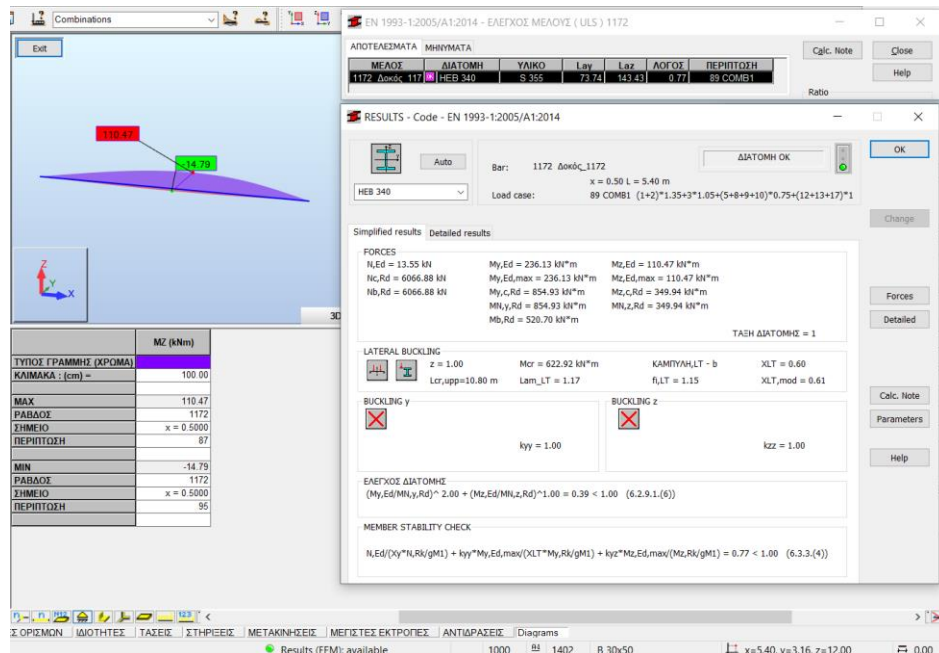


Εικόνα 30: Περιβάλλουσα για την M_z με σημειωμένες τις ακραίες τιμές για τον φορέα

Όπως φαίνεται παρακάτω οι μέγιστες τιμές που παρατηρούνται στις παραπάνω εικόνες ήταν καθοριστικές για την επιλογή της διατομής.

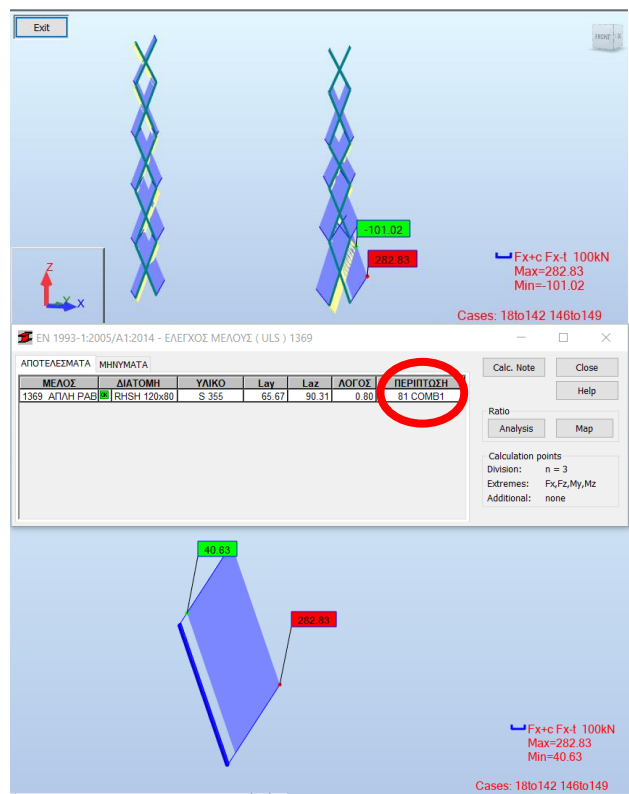


Εικόνα 31: Στοιχείο 1168 με τη μεγαλύτερη κατά απόλυτη τιμή M_y



Εικόνα 32: Στοιχείο 1172 με τη μεγαλύτερη κατά απόλυτη τιμή M_x

Μία άλλη σημαντική ομάδα στοιχείων της προσομοίωσης είναι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Δικαίως θα περίμενε κανείς να διαστασιοποιηθούν με βάση κάποιον από τους σεισμικούς συνδυασμούς.



Εικόνα 33: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων (F_x) συνδέσμων δυσκαμψίας και διατομή με τη χειρότερη συμπεριφορά

Ωστόσο, εν τέλει η κρίσιμη φόρτιση είναι αυτή λόγω του ανέμου όπως φαίνεται και στις παραπάνω εικόνες. Ο συνδυασμός 81 είναι ένας από τους συνδυασμούς όπου κρίσιμος είναι ο άνεμος.

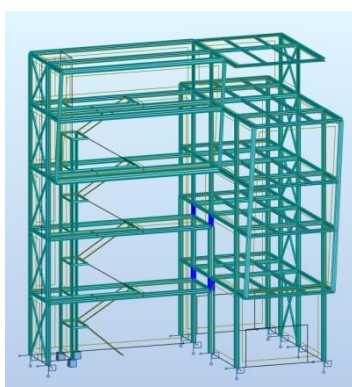
Η διατομή που επιλέχθηκε για τους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι η RHSH 120x80x5, η οποία είναι κοίλη διατομή. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μην καταπονείται σε στρέψη και να έχει καλύτερη συμπεριφορά. Επίσης, επιλέχθηκε τα δύο διαγώνια στοιχεία να συνδέονται στη μέση, άρα το μήκος λυγισμού τους να μειώνεται στο μισό.

No.	Case name	Nature	No.	Case name	Nature
1	Self Weight	Structural	10	Snow Roof B Case 1	Snow H<10...
2	Omiomorfo katanemimeno m...	Non-structural	11	Snow Roof B Case 2	Snow H<10...
3	Omiomorfo katanemimeno ki...	Category A	12	Wind θ=0 A	ANEMΟΣ
4	Omiomorfo sugkentromeno	Category A	13	Wind θ=0 F	ANEMΟΣ
5	Snow AA Front Balcony Case 1	Snow H<10...	14	Wind θ=90 A	ANEMΟΣ
6	Snow AA Front Balcony Case 2	Snow H<10...	15	Wind θ=90 F	ANEMΟΣ
7	Snow AA Back Balcony Case 1	Snow H<10...	16	Wind Internal 0.2	ANEMΟΣ
8	Snow AA Back Balcony Case 2	Snow H<10...	17	Wind Internal -0.3	ANEMΟΣ
9	Snow Roof A	Snow H<10...			

81 (C)	COMB1 Linear Combination	ULS	MONIMO	(1+2)*1.35+3*1.05+(5+8+9+10)*0.75+(12+13+16)*1.50
--------	--------------------------	-----	--------	---

Ιδιαίτερη ομάδα στοιχείων αποτέλεσαν και οι μικροί πρόβολοι οι οποίοι στηρίζουν το προεξέχον τμήμα. Η ιδιαιτερότητά τους έγκειται στο γεγονός ότι οι συγκεκριμένες διατομές καλούνται να δουλέψουν ως πρόβολοι, με αρκετά μεγάλα φορτία, τόσο μόνιμα και κινητά όσο και ανέμου.

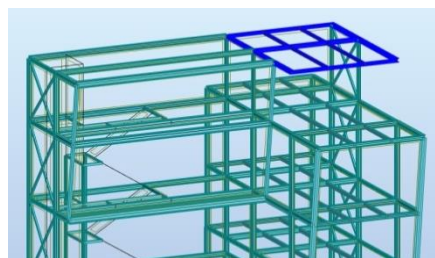
Κρίσιμη δράση είναι η ροπή M_y , καθώς φαίνεται από την ανάλυση. Παρατηρείται πως κρίσιμοι συνδυασμοί είναι κυρίως αυτοί του ανέμου (συνδυασμοί 81, 82, 90). Τελικά, επιλέχθηκε μια αρκετά μεγάλη διατομή – σχετικά με αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στο μοντέλο – η HEB 220.



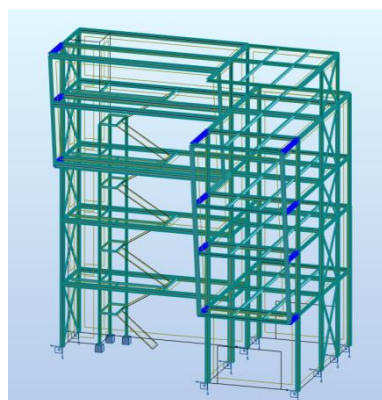
Εικόνα 35: Τα βραχέα υποστυλώματα στο προσομοίωμα

Μέλη με ιδιαιτερότητες ήταν επίσης τα παρακάτω βραχέα υποστυλώματα, τα οποία δημιουργούνται λόγω των ανισοσταθμιών των δοκών στα δύο τμήματα του κτιρίου. Ως αποτέλεσμα, τα βραχέα υποστυλώματα υπόκεινται σε έντονες καμπτικές ροπές, με αποτέλεσμα οι έλεγχοι αντοχής και ευστάθειας να είναι κρίσιμοι στο τμήμα αυτό. Εν τέλει, επιλέχθηκαν οι διατομές HEB 200, 240, 340. Ωστόσο αυτό είναι και το σημείο που δεν επιτυγχάνεται η ομαδοποίηση των διατομών με το στοιχείο 38 να μην συνάδει με τις διατομές των υποστυλωμάτων άνω ή κάτω του.

Τέλος, θα ήταν καλό να αναφερθεί στα σημεία ενδιαφέροντος της ανάλυσης το στέγαστρο του τελευταίου πατώματος. Το στέγαστρο αρχικά είχε ως δύο απλά πλαίσια με τους προβόλους να συνεχίζουν για 4.66 m. Γρήγορα προέκυψε δυσκολία στη διαστασιολόγηση αλλά και στη λογική της προσέγγισης, επομένως τοποθετήθηκαν δύο ενδιάμεσες τεγίδες, παράλληλες με τους προβόλους, οι οποίες βοήθησαν στην καλύτερη κατανομή της φορτίσεως.



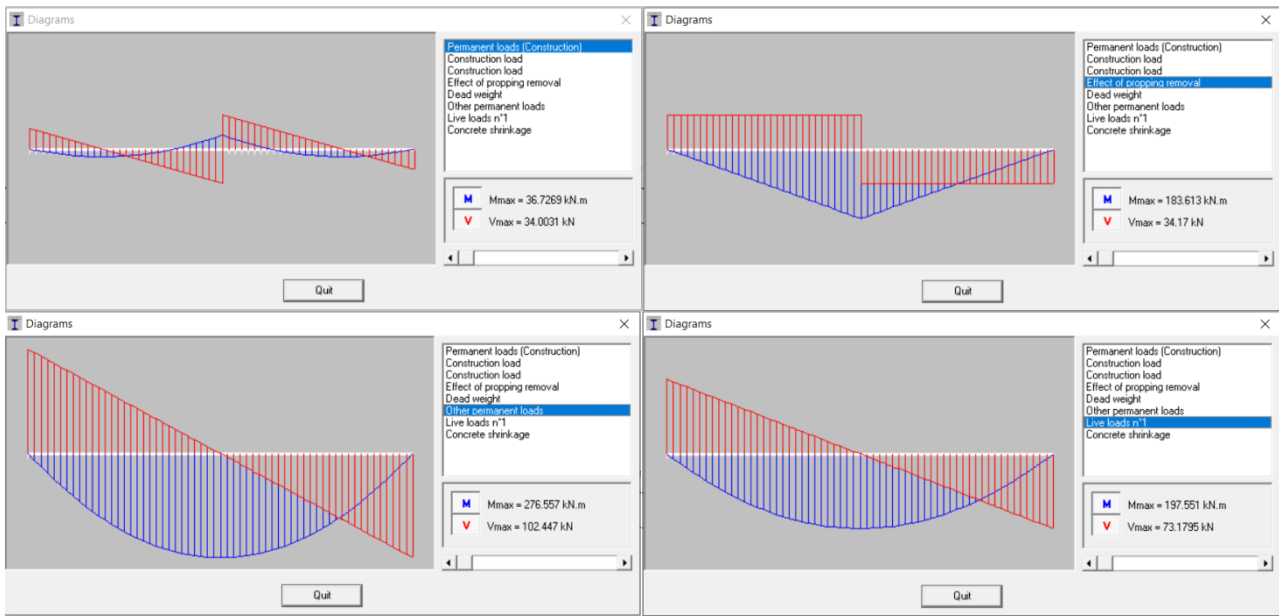
Εικόνα 36: Το στέγαστρο στο προσομοίωμα



Εικόνα 34: Τα προβολάκια στο προσομοίωμα

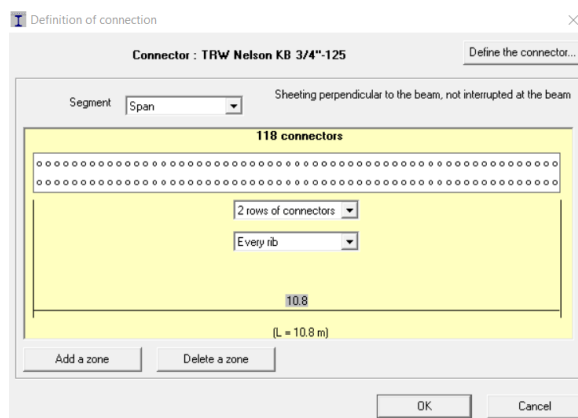
5.5.2 Υφιστάμενη κατασκευή (Τοιχοποιία)

Στην υφιστάμενη κατασκευή, όπως προαναφέρθηκε, έχει επιλεγθεί να γίνει αντικατάσταση των υπάρχοντων πατωμάτων και στέγης με σύμμικτες πλάκες. Στην ανάλυση μελετήθηκε μία ενδιάμεση σιδηροδοκός και επιλέχθηκε η διατομή, το σκυρόδεμα και το χαλυβδόφυλλο που θα χρησιμοποιηθεί. Στη συνέχεια φαίνονται κάποια χαρακτηριστικά διαγράμματα ροπών και τεμνουσών για τα διάφορα στάδια κατασκευής και τα διάφορα φορτία (παρουσιάζονται τα δυσμενέστερα).



Εικόνα 37: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών για χαρακτηριστικές φορτίσεις

Ο σχεδιασμός προβλέπει τέσσερις μεταλλικές δοκούς, όπως φαίνεται στην ανάλυση, ανά 2.71 m. Οι ακριανές δοκοί εφάπτονται στην εσωτερική πλευρά της τοιχοποιίας, διότι θα είναι πιο εύκολη η κατασκευή τους. Επιλέγεται C25/30 σαν ποιότητα σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλο Cofrastra_70 1.00 AMC τα χαρακτηριστικά του οποίου φαίνονται στο αντίστοιχο κεφάλαιο. Οι διατμητικοί είναι



Εικόνα 38: Τοποθέτηση διατμητικών ήλων

τύπου NELSON και συγκεκριμένα TRW Nelson KB 3/4''-125 (19.05 mm) με χαρακτηριστικά που αναφέρονται παραπάνω στο κεφάλαιο για τους κοχλίες. Οι διατμητικοί ήλοι τοποθετούνται σε δύο σειρές, με ενιαία απόσταση σε όλο το μήκος της δοκού. Δεν επιλέχθηκε πυκνωση στις άκρες για λόγους τυποποίησης. Κατά τη φάση κατασκευής επιλέγεται στήριξη στη μέση, ώστε να εξασφαλιστεί μικρότερο βέλος.

Σύμφωνα με την ανάλυση επιλέγεται η διατομή HEB 300. Τελικά, μετά το σχεδιασμό προκύπτουν οι παρακάτω χαρακτηριστικές τιμές των κριτηρίων που προκύπτουν από τους κανονισμούς.

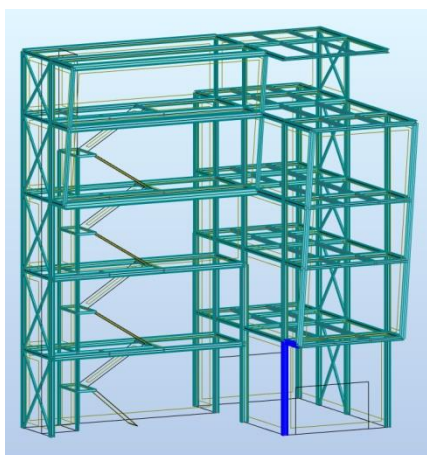
Πίνακας 17: Χαρακτηριστικές τιμές των κρίσιμων κριτηρίων στο τελικό στάδιο κατασκευής

Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	1054.59 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.836
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.331
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.836
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.559

Το αναλυτικό έντυπο που προέκυψε από την ανάλυση φαίνεται στο *παράρτημα*.

5.6 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Ακολουθούν κάποιες ενδεικτικές συνδέσεις μεταξύ των μελών της μεταλλικής κατασκευής. Επιδιώχθηκε ο λόγο εκμετάλλευσης να κυμένεται μεταξύ 0.70 – 0.90.

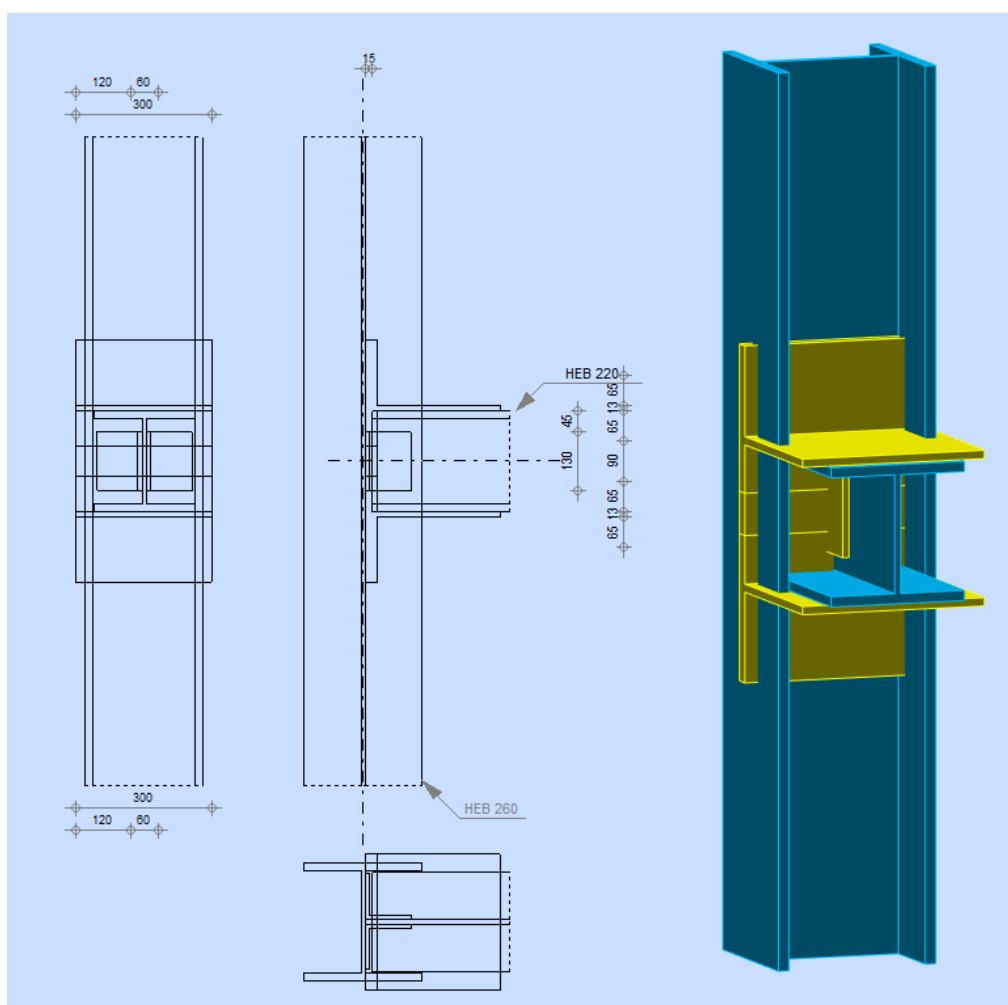


Εικόνα 39: Σύνδεση 1 μεταξύ των μελών 7 και 1072

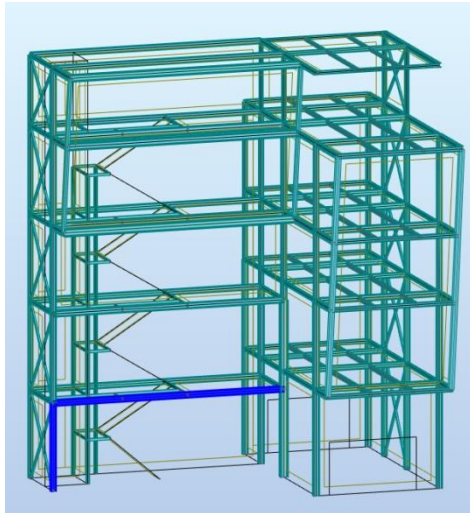
Η πρώτη σύνδεση που διαστασιολογήθηκε είναι μεταξύ του υποστηλώματος 7 και του προβόλου 1076. Τα στοιχεία της σύνδεσης φαίνονται παρακάτω.

Πίνακας 18: Χαρακτηριστικά Κοχλιών (μέλη 7-1072)

Λόγος Εκμετάλλευσης	0.73
Κύριο μέρος	
Διάμετρος	M16
Ποιότητα	5.8
Πρόσθετο μέρος	
Διάμετρος	M20
Ποιότητα	5.6



Εικόνα 40: Διαμόρφωση σύνδεσης σε κάτοψη, τομή και τρισδιάστατη απεικόνιση (μέλη 7-1072)

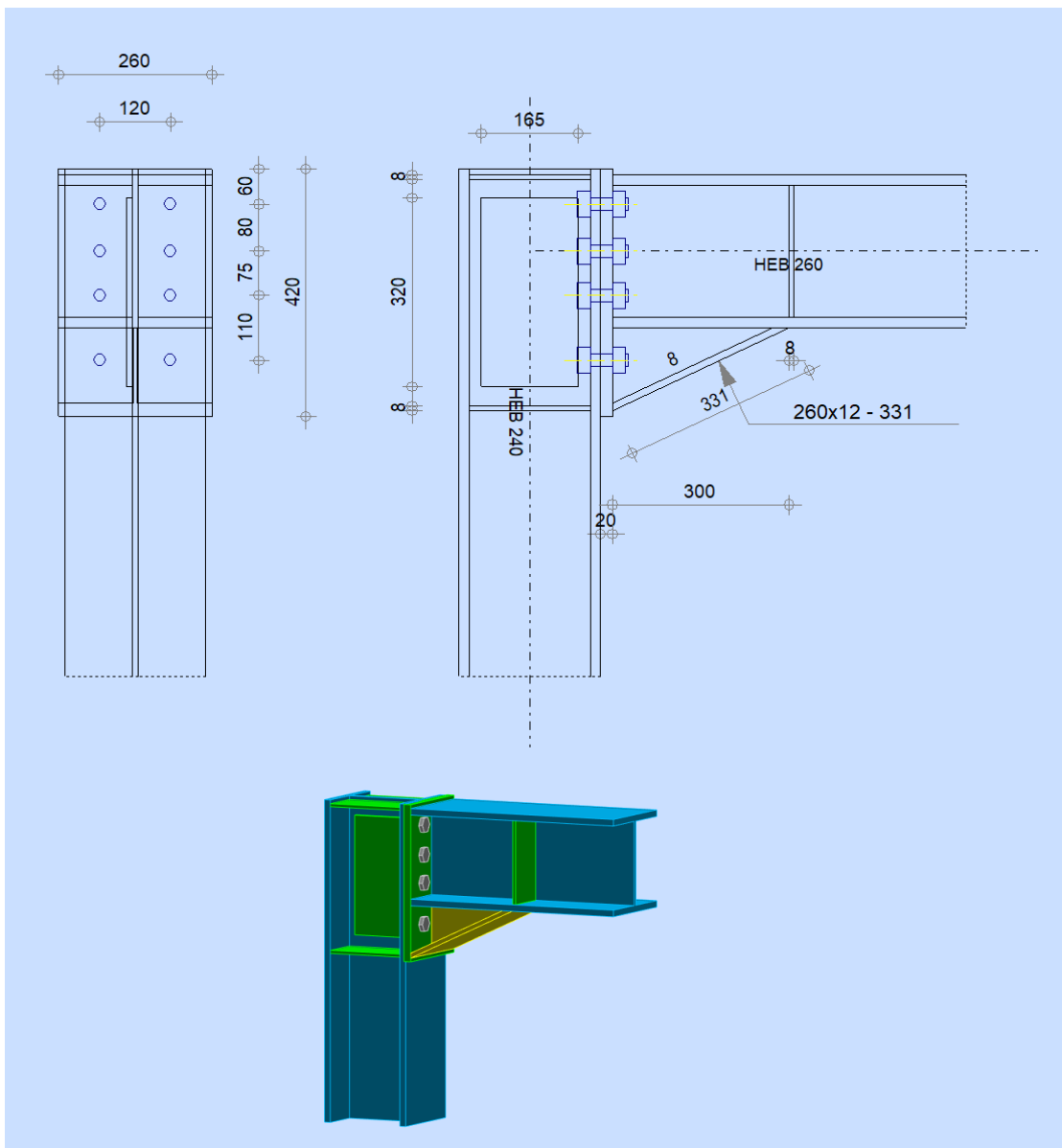


Η δεύτερη σύνδεση αφορά το υποστύλωμα 11 και τη δοκό 125.

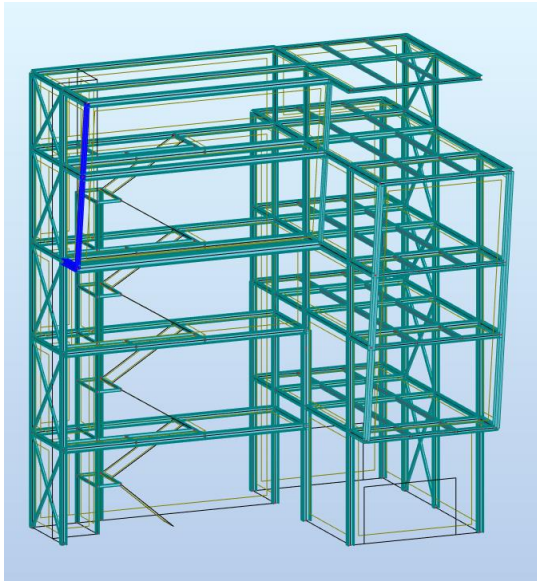
Πίνακας 19: Χαρακτηριστικά Κοχλιών (μέλη 11-125)

Λόγος Εκμετάλλευσης	0,79
Κύριο μέρος	
Διάμετρος	M20
Ποιότητα	6.8

Εικόνα 41: Σύνδεση 2 μεταξύ των μελών 11 και 125



Εικόνα 42: Διαμόρφωση σύνδεσης σε κάτοψη, τομή και τρισδιάστατη απεικόνιση (μέλη 11-125)

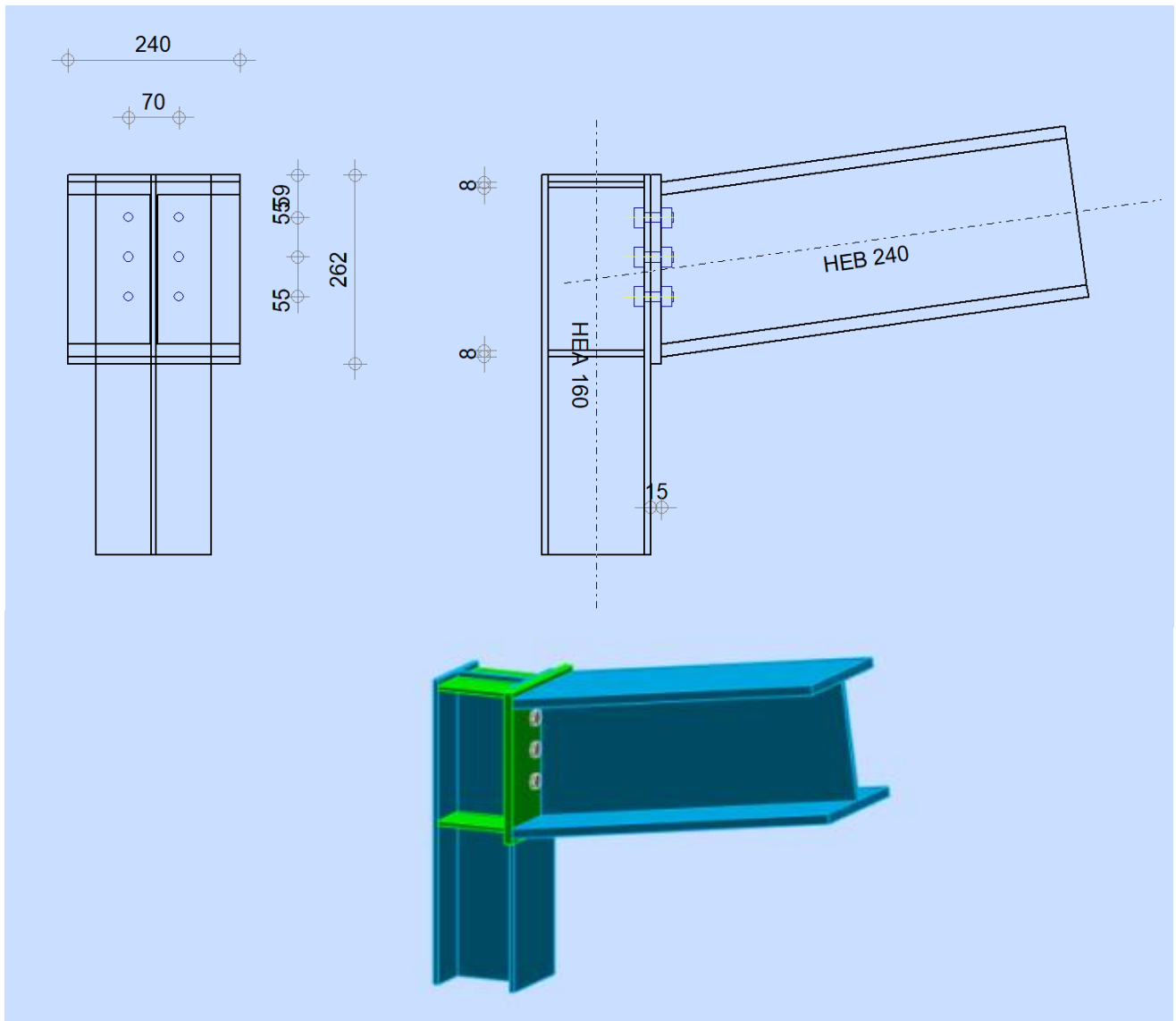


Εικόνα 43: Σύνδεση 3 μεταξύ των μελών 1171 και 1173

Η τρίτη σύνδεση αφορά τον πρόβολο 1171 και το υποστύλωμα 1173.

Πίνακας 20: Χαρακτηριστικά Κοχλιών (μέλη 1171-1173)

Λόγος Εκμετάλλευσης	0.62
Κύριο μέρος	
Διάμετρος	M14
Ποιότητα	5.6



Εικόνα 44: Διαμόρφωση σύνδεσης σε κάτοψη, τομή και τρισδιάστατη απεικόνιση (μέλη 1171-1173)

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ/ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ

6.1 Αρχιτεκτονική Μελέτη

Από αρχιτεκτονικής απόψεως η μελέτη αυτή έκρυβε πολλές προκλήσεις. Αρχικά, πρέπει να αναφερθεί ο συνδυασμός της παλιάς με τη νέα αρχιτεκτονική. Το αθηναϊκό νεοκλασικό στυλ περιέχει πολλά διακοσμητικά στοιχεία και λεπτομέρειες που τραβάνε το βλέμμα του κάθε περαστικού. Το σκεπτικό που αναπτύχθηκε στη μεταλλική κατασκευή δεν ήταν να μιμηθεί αυτή την περιπλοκότητα, αλλά να πλαισιωθεί η υφιστάμενη κατασκευή από τη νέα, δημιουργώντας μια αντίθεση που θα μείνει στο μυαλό του επισκέπτη. Επομένως, επιλέχθηκε μια ελαφριά μεταλλική κατασκευή, πλαισιωμένη με γυαλί, σε πολύ λιτό και μινιμαλιστικό στυλ, η οποία έρχεται να αντισταθμίσει την βαριά μα λεπτεπίλεπτα στολισμένη τοιχοποιία. Μια ακόμα αντίθεση αποτελούν οι κεκλιμένες επιφάνειες των προεξεχόντων τμημάτων σε συνδυασμό με τη στέγη της υφιστάμενης κατασκευής, τα οποία μοιάζουν να συγκλίνουν.

Ένα άλλο θέμα που αναλύθηκε αφορούσε τους όγκους στο χώρο και πως αυτοί εξελίσσονται. Όπως φάνηκε και από τα τρισδιάστατα σχέδια αλλά και από τις κατόψεις, έγινε μια προσπάθεια ανάπτυξης της κατασκευής σε τρία επίπεδα τα οποία διαρκώς αλλάζουν και εξελίσσονται, αυτό του υφιστάμενου κτιρίου και τα δύο της νέας κατασκευής. Με την προσθήκη των προεξεχόντων τμημάτων, τα οποία επιλέχθηκε να έχουν μια κλίση αυξανόμενη προς τον ουρανό, επιδιώχθηκε η συνεχής μετεξέλιξη του φορέα, κάτι που υποδηλώνει και ένα συμβολισμό της εξέλιξης της τέχνης.

6.2 Στατική Μελέτη

Το προσομοίωμα που αναπτύχθηκε και στις δύο κατασκευές είχε ως σκοπό την καλύτερη προσομοίωση της πραγματικής συμπεριφοράς. Μελετήθηκαν τα φορτία και αναπτύχθηκαν 129 συνδυασμοί δράσεων – για τη μεταλλική κατασκευή - και δημιουργήθηκαν οι αντίστοιχες περιβάλλουσες με τις οποίες διαστασιολογήθηκαν όλα τα στοιχεία του κάθε φορέα.

Επιλέχθηκε μικρός συντελεστής συμπεριφοράς στη δυναμική ανάλυση, ώστε να εξασφαλιστεί η μη πλαστικοποίηση του φορέα. Σε περίπτωση που επιτρεπόταν σημαντική πλαστικοποίηση του φορέα, αυτό θα είχε ως αποτέλεσμα τις μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις του φορέα την καταπόνηση των παρακείμενων ευαίσθητων και δύσκαμπτων κατασκευών.

Κατά την ανάλυση προέκυψε η ανάγκη προσθήκης επιπλέον μελών, τα οποία δεν είχαν σχεδιαστεί αρχικά. Αυτά ήταν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, καθώς και οι τεγίδες για την ενίσχυση του στεγάστρου.

Σημαντικό σημείο της ανάλυσης ήταν η διαπίστωση ότι ο σεισμός δεν επηρέασε ιδιαίτερα τη διαστασιολόγηση του μεταλλικού φορέα. Ακόμα και στα πιο ευαίσθητα προς αυτόν στοιχεία, όπως οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κρίσιμος υπήρξε ο άνεμος και όχι ο σεισμός. Αυτό πιθανώς να οφείλεται και στο γεγονός ότι το έργο βρίσκεται σε

ένα σημείο με πολύ καλή συμπεριφορά εδάφους για τον ελλαδικό χώρο, επομένως οι διατομές δεν καταπονούνται τόσο πολύ από τη σεισμική διέγερση.

Επιδιώχθηκε τόσο η ομαδοποίηση των διατομών της μεταλλικής κατασκευής όσο και η βέλτιστη εκμετάλλευση των χαρακτηριστικών τους – δηλαδή λόγος εκμετάλλευσης 0.70 με 0.90. Όπως αποδείχθηκε στην πράξη, οι δύο αυτές παράμετροι είναι αλληλοσυγκρουόμενες αρκετές φορές. Επομένως, για κάποιες διατομές υπήρξε έκτωση στην ομαδοποίηση και για κάποιες στον συντελεστή εκμετάλλευσης, ώστε να βγει το βέλτιστο δυνατό αποτέλεσμα τόσο από τεχνικής όσο και από οικονομικής άποψης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002

EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003

EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005

EN-1992-1-1 Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004

Zanetti ZA -52-SG <http://www.zanettisrl.it/pdf/DATA-SHEET-ZA52SG.pdf>

Βάγιας Ιωάννης Κ., Ερμόπουλος Ιωάννης Χ., Ιωαννίδης Γεώργιος Ι., Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογές, 2013, Εκδόσεις Κλειδάριθμος

Βιντζηλαίου Ελισάβετ, ΚαταντώνηΦυλλίτσα, Στυλιανίδης Κοσμάς, Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 6 (EN 1996),

Δαγαλάκη Μαρία, Διπλωματική εργασία: Ενίσχυση πετρόχτιστων κατασκευών για αύξηση αντοχής έναντι προοδευτικής κατάρρευσης, Ιούλιος 2013

Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ηλεκτρονικό Μουσείο Πολιτικού Μηχανικού, Δομικά Υλικά: *γυαλί*,

<http://diocles.civil.duth.gr/links/home/museum/mater/glass/glass1.html>

EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004

EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004

EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004

EN-1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Τομέας Δομοστατικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Διαλέξεις: «Σιδηρές Κατασκευές Ι»

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Τομέας Δομοστατικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Διαλέξεις: «Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ»

ηλεκτρονική διεύθυνση: http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec6_not.pdf

Καραμάνος Αντώνης Σ., Τεχνικό Επιστημονικό Περιοδικό Μεταλλικές Κατασκευές, «Κατασκευές από Χάλυβα και Αρχιτεκτονική»,

http://www.metalkat.gr/index.php?option=com_content&view=article&id=221%3A-----251-2009&catid=71&Itemid=66

Καραντώνη Φυλλίτσα Β., Κατασκευές από Τοιχοποιία: Σχεδιασμός & Επισκευές, Αθήνα 2012, Εκδόσεις Παπασωτηρίου

Μαυρωνάς Προκόπης, Ροδίτης Ευάγγελος, Διπλωματική εργασία: Αποτίμηση συμπεριφοράς και ενίσχυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία, 2011

Μπίρης Μάνος Γ., Αθηναϊκή Αρχιτεκτονική 1875-1925, 1987, Εκδοτικός Οίκος ΜΕΛΙΣΣΑ

Νικοπούλου Βασιλική, Διπλωματική εργασία: Στατική και Δυναμική ανάλυση της επάρκειας του ιστορικού κτιρίου της Οικίας Δουρούτη στο Μεταξουργείο Αθηνών,

με χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Προτάσεις συμβατών επεμβάσεων
αποκατάστασης, Ιούνιος 2016
Ο.Α.Σ.Π.- Σ.Π.Μ.Ε (2001): Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)
Ψυχάρης Γιάννης Ν., Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας – Τεύχος 1, Αθήνα 2016

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Επιλογή μέσης θλιπτικής αντοχής κονιάματος

Σύμφωνα με τη μελέτη άλλων διπλωματικών εργασιών έγινε συλλογή δεδομένων της θλιπτικής αντοχής του κονιάματος, τα οποία φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Κτίσματα, Περιοχή (Ημ. κατασκευής)	Θλιπτική Αντοχή Κονιάματος f_{mc} (MPa)
Οικία Δουρούτη, Μεταξουργείο (1834)	0.285
Οικία Τσιμπούκη, Βόλος (1890)	1.0
Έπαυλη (1888)	7

Ως μέση θλιπτική αντοχή θα επιλεγεί η f_{mc} ίση με 5 MPa, όπως αυτή προέκυψε από την κατάταξη.

Επιλογή μέσης θλιπτικής αντοχής λιθοσώματος

Ομοίως, για τα λιθοσώματα καταγράφηκαν οι παρακάτω τιμές:

Κτίσματα, Περιοχή (Ημ. κατασκευής)	Θλιπτική Αντοχή Λιθοσώματος f_{bc} (MPa)
Οικία Δουρούτη, Μεταξουργείο (1834)	30.125
Οικία Τσιμπούκη, Βόλος (1890)	35
Έπαυλη (1888)	33.90
Μ.Ο.	33

Ως μέση θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων θα επιλεγεί η f_{bc} ίση με 32 MPa, λίγο μικρότερη του μέσου όρου προς χάρη ασφαλείας.

Λόγος Poisson

Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα της βιβλιογραφίας, ο λόγος Poisson για τοιχοποιίες κυμαίνεται μεταξύ 0.1-0.4. Τα δεδομένα που συλλέχθηκαν από τις διπλωματικές φαίνονται στον πίνακα:

Κτίσματα, Περιοχή (Ημ. κατασκευής)	Λόγος Poisson
Οικία Τσιμπούκη, Βόλος (1890)	0.25
Έπαυλη (1888)	0.30

Τελικά, επιλέγεται η τιμή του λόγου Poisson ίση με 0.3.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΓΥΑΛΙ

Για την κάλυψη των κατακόρυφων επιφανειών επιλέχθηκε το μοντέλο ZA 52SG για τις ιδιότητες και την ποιότητά του. Παρακάτω φαίνονται τα χαρακτηριστικά του. Ως βάθος προφίλ επιλέγεται διατομή 100 mm, οποία θα καλύπτει όλες τις ανάγκες. Επομένως ολόκληρη η κατασκευή θα είναι ίση με πάχος 16 cm.



ZA 52SG: the “only glass” effect

Contemporary architecture relies on light structures with clean, compact forms. Thanks to the “JUST CLICK” fixing system the gap between glass panes is reduced to just 12

mm and the glass edge is perfectly aligned with the edge of the aluminum frame. Result: an “ONLY GLASS” view from both inside and out.

ZA 52SG : excellence in performance

The ZA 52SG system guarantees high thermal and acoustic insulation levels thanks to the constant research and development carried out by the Company. Profiles, gaskets, and

accessories are developed together in order to create a high-insulation glazing system that plays an active part in improving energy efficiency and the level of comfort of the entire

ZA 52SG : tailored solutions for every

The ZA 52 system allows for a modern facade design with lines that are clean and simple, but without limiting the constructive possibilities of the architectural skin. The ZA 52SG system can be adapted with bespoke

aluminum profiles, the integration of solar shading into the facade, and the installation of glass panes of over 800 kg in weight. Each project becomes unique and stands out from the crowd.

zanettieri.it | 11

ZA 52SG

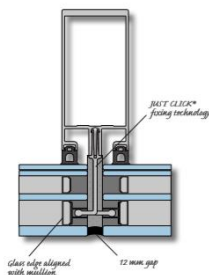
structural glazing facade

The ZA 52 system is a solution where “ONLY GLASS” surfaces are required. The reduced gap between glass panes (12 mm) and the alignment of the glass edge with the structural network produces a clean and modern design.

The smooth glass surface also means reduced maintenance costs: the smooth and continuous surface facilitates the flow of water; dirt, dust and pollution cannot gather on external aluminum profiles, and they are quickly washed away by rain and piped water. The facade is self-cleaning.

Beauty, however, shall not compromise performance. The ZA 52 system is the state of the art in terms of efficiency and flexibility and it is adaptable to the specific requirements of a project with bespoke solutions. Its window openings are characterised by double central gaskets that guarantee excellent resistance against noise, wind, and water infiltration.

Efficiency is the other key value of the ZA 52 system. Each component is optimised to simplify each step of the process: from design to production, from installation to maintenance.



performance

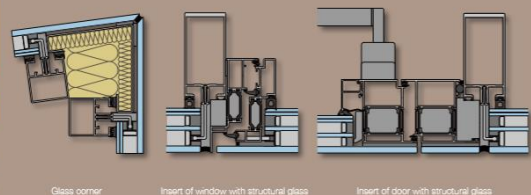
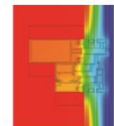
Air insulation	AE
Wind pressure	2000 Pa
Water insulation	W57-2M
Acoustic insulation	Rw 47-50 dB

features

Profile section	52mm
Gap between glasses	12 mm
Profile depth	Variable
Profile shape	Variable
Glass thickness	6-40 mm
Glass weight	over 800 kg
Std polygon faces	up to 6°

thermal parameters

Facade module	1600x2200 mm
Profile depth	110 mm
100% visible parts	Ug 0.80 W/m ² K
Glass insulation	Low 0.85 W/m ² K
Total facade insulation	
50% visible parts/spandrel parts	Ug 1.00 W/m ² K
Glass insulation	Up 0.22 W/m ² K
Glasspanel insulation	Low 0.88 W/m ² K
Total facade insulation	




Glass corner


Insert of window with structural glass


Insert of door with structural glass


ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Εδώ φαίνονται αναλυτικά οι υπολογισμοί και τα αποτελέσματα της ανάλυσης των σύμμικτων στοιχείων.

 ArcelorMittal Beams Calculator v3.49	
Project name : ...	
Project reference :	
Beam reference :	
Preliminary Design Note	
DATA	
General parameters	COMPOSITE BEAM
Main span	L = 10.800 m
Intermediate beam	
Width on the left	L ₁ = 2.710 m Max. participating width L ₁ = 1.355 m
Width on the right	L ₂ = 2.710 m Max. participating width L ₂ = 1.355 m
Slab	
Slab with profiled sheeting	Total thickness = 16.00 cm
Profiled steel sheeting "Cofrastra_70 1.00 AMC"	perpendicular to the beam (h = 73.0 mm ; e = 183.0 mm ; b ₁ = 87.0 mm ; b ₂ = 113.0 mm ; t = 1.00 mm ; f _y = 350 N/mm ² ; M = 13.40 daN/m ²)
	Sheeting not interrupted at beam
Section	HE 300 B - S355 JR/J0/J2/K2
h _t = 300.0 mm	A = 140.08 cm ²
b _t = 300.0 mm	A _v = 47.43 cm ²
t _w = 11.0 mm	I _y = 25165.88 cm ⁴
t _f = 19.0 mm	I _z = 8562.83 cm ⁴
r = 27.0 mm	I _w = 185.05 cm ⁶
	I _w = 1887791.00 cm ⁶
	W _{pl,y} = 1877.71 cm ³
	W _{pl,z} = 1868.67 cm ³
Materials	
Steel	E = 210000 N/mm ² ρ = 7850 kg/m ³
Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f _y with thickness according to EC3	
Databases 2018_01	Flanges f _{yf} = 355 N/mm ²
	Web f _{yw} = 355 N/mm ²
	Section f _y = 355 N/mm ²

 ArcelorMittal Beams Calculator v3.49	
Project name : ...	
Project reference :	
Beam reference :	
	z = 0.814
Concrete slab C25/30	
	f _{ck} = 25 N/mm ²
	E _{cm} = 31476 N/mm ²
Modular ratio for LONG TERM	C _{eq} = 23.83
Modular ratio for SHORT TERM	C _{eq} = 6.87
Shrinkage (R) - Long term	ε = 300.10 ⁻⁶
Density of the concrete (slab)	ρ = 25.00 kN/m ³
Reinforcement steel	f _{yk} = 500 N/mm ²
Connection	Connectors TRW Nelson KB 3/4"-125
	φ = 19.0 mm
	h = 125.0 mm
	f _y = 350.0 N/mm ²
	f _u = 450.0 N/mm ²
Main span	L = 10.800 m e = 0.183 m n = 2 row(s)
Total number of connectors :	118
Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports	
Main span	x = 5.40 m (upper and lower flange laterally restrained)
Propping in the construction stage	Number of proppings in the span : 1
Loads	
Loads at construction stage	
Permanent loads (g)	Dead weight of the profile 1.15 kN/m
	Dead weight of the slab (3.29 kN/m ²) 8.93 kN/m

 ArcelorMittal Beams Calculator v3.49	
Project name : ...	
Project reference :	
Beam reference :	
Construction load (Q _c)	Q _c = 0.75 kN/m ² 2.03 kN/m
Loads at final stage	
Permanent loads	Dead weight of the profile 1.15 kN/m
	Dead weight of the slab (3.29 kN/m ²) 8.93 kN/m
Span	Surface load = 7.00 kN/m ²
Live load case n° 1 (ψ ₀ = 0.70)	
Span	Surface load = 5.00 kN/m ²
Partial Factors	
Permanent loads	γ _{G,sup} = 1.35 Structural steel γ _{M0} = 1.00
	γ _{G,inf} = 1.00 Structural steel (instabilities) γ _{M1} = 1.00
Live loads	γ _Q = 1.50 Concrete γ _C = 1.50
	Reinforcement bars γ _S = 1.15
	Connectors γ _V = 1.25
	Shear resistance of the steel sheeting γ _{sp} = 1.10
Combinations of actions	
ULS combination (construction stage)	1.35 G + 1.50 Q _c
ULS combination(s)	1.35 G + 1.50 Q ₁
	1.00 G + 1.50 Q ₁
	1.00 G + 1.50 Q ₂
SLS combination(s)	G + R + Q ₁

 ArcelorMittal Beams Calculator v3.49	
Project name : ...	
Project reference :	
Beam reference :	
CONSTRUCTION stage	
Moment resistance	Section Class 1 M _{Rd} = 683.38 kN.m
Plastic shear force resistance	V _{pl,Rd} = 972.08 kN (η ₁ = 1.20)
No risk of shear buckling (h _w / t _w < 72 ε / η EN 1993-1-1 § 6.2.6(B)	
ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q_c	
Support reactions	R _{V1} = 33.71 kN
	R _{V2} = 112.39 kN
	R _{V3} = 33.71 kN
Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling	μ _{cr} = 27.26 (LTBeam calc. module)
M _{Ed,max(+)} = 34.11 kN.m	M _{Ed,max(-)} = -80.70 kN.m
V _{Ed,max} = 56.20 kN	
	Γ _M = 0.092 (x = 5.400 m)
	Γ _V = 0.058 (x = 5.400 m)
	Γ _{MV} = 0.092 (x = 5.400 m)
	Γ _{L1} = 0.101
Support reactions	R _{V1} = 34.74 kN
	R _{V2} = 102.10 kN
	R _{V3} = 26.51 kN
Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling	μ _{cr} = 29.19 (LTBeam calc. module)
M _{Ed,max(+)} = 36.20 kN.m	M _{Ed,max(-)} = -55.14 kN.m
V _{Ed,max} = 55.17 kN	
	Γ _M = 0.083 (x = 5.400 m)
	Γ _V = 0.057 (x = 5.400 m)
	Γ _{MV} = 0.083 (x = 5.400 m)



ArcelorMittal Beams Calculator v3.49

Project name :	...
Project reference :	
Beam reference :	

$$\Gamma_{LT} = 0.093$$

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} = 0.092$
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} = 0.058$
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} = 0.092$
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} = 0.101$



ArcelorMittal Beams Calculator v3.49

Project name :	...
Project reference :	
Beam reference :	

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case "Dead weight" Span $v_{max} = 0.9$ mm

Case "Construction load" (Q_d) Arrangement n° 1

Span $v_{max} = 0.2$ mm
Total deflection $v_{max} = 1.1$ mm

Case "Construction load" (Q_d) Arrangement n° 2

Span $v_{max} = 0.3$ mm
Total deflection $v_{max} = 1.2$ mm (L / 9197)

Project name :
Project reference :
Beam reference :

FINAL stage

Participating width

on left support	2.025 m
L / 4 (= 2.700 m)	2.700 m
3 L / 4 (= 8.100 m)	2.700 m
on right support	2.025 m

Moments of inertia ...at mid-span

Long-term	68144 cm ⁴
Short-term	101768 cm ⁴

Resistance of the connectors $P_{Rd} = 35.88 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.574
 $F_{Steel} = 5292.26 \text{ kN}$
 $F_{Concrete} = 3327.75 \text{ kN}$
 Degree of connection = 0.647 > 0.574
 The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 972.08 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \epsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions
 $R_{V1} = 321.51 \text{ kN}$
 $R_{V2} = 321.49 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_{w/sr} > 0.70 \text{ cm}^2/\text{m}$

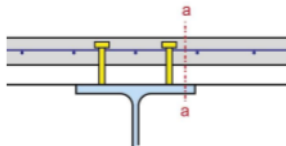
$M_{Ed,max}(+) = 867.97 \text{ kN.m}$	$M_{Ed,max}(-) = 0.00 \text{ kN.m}$	$\Gamma_M = 0.836$	(x = 6.120 m)
$V_{Ed,max} = 321.50 \text{ kN}$		$\Gamma_V = 0.331$	(x = 10.800 m)

Project name :
Project reference :
Beam reference :

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio : $\rho_{w,min} = 0.08 \%$
 (EN 1994-1-1 §6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))
 $A_{w/sr} > 0.70 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) : $A_{w/sr} > 0.70 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\rho_w > 0.08 \%$)

Note: this result is provided as an indication.
 Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
 Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
 Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
 Any other configuration requires a specific calculation
 the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
 In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
 When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
 their influence can be considered with a specific calculation.
 The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
 has not been considered.

Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} = 1054.59 \text{ kN.m}$
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} = 0.836$
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} = 0.331$
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{M,V,max} = 0.836$
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} = 0.559$

Project name :
Project reference :
Beam reference :

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

Project name :
Project reference :
Beam reference :

$\Gamma_{Mv} = 0.836$ (x = 6.120 m)
 $\Gamma_{Vh} = 0.559$

ULS combination : 1.00 G + 1.50 Q₁

Support reactions
 $R_{V1} = 266.61 \text{ kN}$
 $R_{V2} = 266.60 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_{w/sr} > 0.70 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max}(+) = 719.76 \text{ kN.m}$	$M_{Ed,max}(-) = 0.00 \text{ kN.m}$	$\Gamma_M = 0.694$	(x = 6.120 m)
$V_{Ed,max} = 266.60 \text{ kN}$		$\Gamma_V = 0.274$	(x = 10.800 m)
		$\Gamma_{Mv} = 0.694$	(x = 6.120 m)
		$\Gamma_{Vh} = 0.559$	

ULS combination : 1.00 G + 1.50 Q₂

Support reactions
 $R_{V1} = 233.88 \text{ kN}$
 $R_{V2} = 233.87 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_{w/sr} > 0.70 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max}(+) = 630.87 \text{ kN.m}$	$M_{Ed,max}(-) = 0.00 \text{ kN.m}$	$\Gamma_M = 0.608$	(x = 6.120 m)
$V_{Ed,max} = 233.87 \text{ kN}$		$\Gamma_V = 0.240$	(x = 10.800 m)
		$\Gamma_{Mv} = 0.608$	(x = 6.120 m)
		$\Gamma_{Vh} = 0.559$	

Project name :
Project reference :
Beam reference :

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} = 12.5 \text{ mm}$ (L / 863)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} = 23.6 \text{ mm}$ (L / 458)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} = 11.3 \text{ mm}$ (L / 959)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} = 11.7 \text{ mm}$ (L / 921)

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{max} = 59.1 \text{ mm}$ (L / 183)
---	---------------------------------------

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁	3.62 Hz
G + 0.10 Q ₁	3.53 Hz
G + 0.20 Q ₁	3.46 Hz
G + 0.30 Q ₁	3.39 Hz
G + 0.40 Q ₁	3.32 Hz
G + 0.50 Q ₁	3.26 Hz
G + 0.60 Q ₁	3.20 Hz
G + 0.70 Q ₁	3.14 Hz
G + 0.80 Q ₁	3.09 Hz
G + 0.90 Q ₁	3.03 Hz
G + 1.00 Q ₁	2.99 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Project name :
Project reference :
Beam reference :

Project name :
Project reference :
Beam reference :

WARNING !

This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.

Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The user shall use the software under his own responsibility and at his own risks.

This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights). No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.
 All the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group of our choice are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the preliminary design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. Our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ



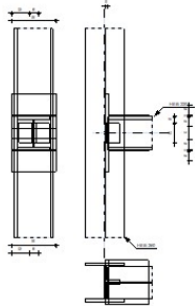
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



ΛΟΓΟΣ
0.73



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 1
 Ονομα σύνδεσης: Beam-column (web)
 ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 43
 ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 7, 1076

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 260		
ΡΑΒΔΟΣ no.:	7		
$\alpha =$	-90.0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_w =$	260	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_w =$	260	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{lc} =$	18	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c =$	24	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$A_w =$	118.44	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{wy} =$	14919.40	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S 355		
$f_{yk} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{tk} =$	470.00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

$a_{cs} =$	5	[mm]	Συγκολλησες εξωραφής γωνιακού και υποστυλώματος
$a_{sp} =$	5	[mm]	Συγκολλησες εξωραφής γωνιακού και δοκού
$a_{bs} =$	5	[mm]	Συγκολλησες εξωραφής άνω στηρίγματος και υποστυλώματος
$a_{bsu} =$	5	[mm]	Συγκολλησες εξωραφής άνω στηρίγματος και δοκού
$a_{bsd} =$	5	[mm]	Συγκολλησες εξωραφής κάτω στηρίγματος και υποστυλώματος
$a_{bsd} =$	5	[mm]	Συγκολλησες εξωραφής κάτω στηρίγματος και δοκού

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1.00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 21: COMB1 (1+2) *1.35+3*1.50+(6+8+9+10) *0.75+(12+13+16) *0.90

$N_{w,Ed} =$	-14.94	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{d,Ed} =$	104.51	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{d,Ed} =$	165.89	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

$N_{w,Ed} =$	-3.39	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ	$N_{w,Ed} = (N_{d,Ed} \cdot A_w) / A_w$
$N_{d,Ed} =$	-5.78	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑ	$N_{d,Ed} = (N_{w,Ed} \cdot A_w) / A_w$
$N_{d,Ed} =$	-5.78	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑ	$N_{d,Ed} = (N_{w,Ed} \cdot A_w) / A_w$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$A_w =$	16.50	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	
$I_0 =$	739.42	[cm ⁴]	ΠΟΛΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ	
$F_{T2} =$	31.67	[MPa]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	
$\sigma_{M2} =$	42.80	[MPa]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	
$\sigma_{M3} =$	39.36	[MPa]	ΤΑΣΗ ΜΕΛΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Ζ	
$\sigma_N =$	1.03	[MPa]	ΤΑΣΗ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	
$\sigma_M =$	0.00	[MPa]	ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΚΑΜΨΗΣ	
$\sigma =$	1.03	[MPa]		
$\beta_w =$	0.90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	
$f_{w,d} =$	241.20	[MPa]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	
$\sqrt{\sigma^2 + (\sigma_{M2})^2 + (\sigma_{M3})^2} \leq f_{w,d}$	53.25	<	241.20	ΕΠΛΗΘΥΝΕΤΑΙ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΚΑΙ ΔΟΚΟΥ

$e =$	82	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$M_0 =$	4.28	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ
$M_0 \leq 0.5 \cdot (M_{d,Ed} + V_{d,Ed} \cdot e)$			

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEB 220		
ΡΑΒΔΟΣ no.:	1076		
$\alpha =$	0.0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b =$	220	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_b =$	220	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{lb} =$	16	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	18	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b =$	91.04	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{by} =$	8090.97	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S 355		
$f_{yb} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{tb} =$	470.00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k =$	100	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{lk} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k =$	12	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_k =$	130	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S 355		
$f_{yk} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{tk} =$	470.00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΕΔΡΑΣΗ ΑΝΩΤΕΡΗΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΜΗΣΑ 600		
$h_k =$	295	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{lk} =$	25	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
ΥΛΙΚΟ	S 355		
$f_{yk} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{tk} =$	470.00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΕΔΡΑΣΗ ΣΤΗΡΙΞΗΣ ΒΑΣΗΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	ΜΗΣΑ 600		
$h_k =$	295	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{lk} =$	25	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
ΥΛΙΚΟ	S 355		
$f_{yk} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{tk} =$	470.00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

$e =$	82	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
$A_w =$	15.0	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	
$I_0 =$	604.90	[cm ⁴]	ΠΟΛΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ	
$\tau_{F2} =$	1.13	[MPa]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	
$\tau_{F3} =$	34.8	[MPa]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	
$\tau_{M2} =$	43.9	[MPa]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΤΑΣΗ ΛΟΓΩ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	
$\tau_{M3} =$	46.0	[MPa]	ΤΑΣΗ ΜΕΛΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Ζ	
$\tau =$	91.8	[MPa]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΤΑΣΗ	
$\beta_w =$	0.90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	
$f_{w,d} =$	241.20	[MPa]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	
$\tau \leq f_{w,d}$	91.80	<	241.20	ΕΠΛΗΘΥΝΕΤΑΙ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΑΝΩ ΣΤΗΡΙΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$A_w =$	45.00	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	
$\sigma_{F2} =$	117.58	[MPa]	Ονομαστική ορθή τάση στη συγκόλληση	
$\sigma_{F3} =$	117.58	[MPa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ	
$\sigma_{F4} =$	0.00	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$ \sigma_{F2} \leq 0.9 \cdot f_{tk}$	117.58	<	423.00	ΕΠΛΗΘΥΝΕΤΑΙ
$\beta_w =$	0.90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΚΟΛΛΗΣΗΣ	
$\sqrt{\sigma_{F2}^2 + 3 \cdot (\sigma_{F3}^2 + \sigma_{F4}^2)} \leq f_{tk} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	235.16	<	470.00	ΕΠΛΗΘΥΝΕΤΑΙ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΑΝΩ ΣΤΗΡΙΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΔΟΚΟΥ

$A_w =$	43.00	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	
$F_{w,Ed} =$	748.28	[kN]	Ονομαστική ορθή τάση στη συγκόλληση	
$\sigma_{F2} =$	174.02	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$\beta_w =$	0.90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	
$ \sigma_{F2} \leq f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$	174.02	<	182.19	ΕΠΛΗΘΥΝΕΤΑΙ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΚΑΤΩ ΣΤΗΡΙΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$A_w =$	45.00	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	
$\sigma_{F2} =$	-119.40	[MPa]	Ονομαστική ορθή τάση στη συγκόλληση	
$\sigma_{F3} =$	-119.40	[MPa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ	
$\sigma_{F4} =$	0.00	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$ \sigma_{F2} \leq 0.9 \cdot f_{tk}$	119.40	<	423.00	ΕΠΛΗΘΥΝΕΤΑΙ
$\beta_w =$	0.90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΚΟΛΛΗΣΗΣ	
$\sqrt{\sigma_{F2}^2 + 3 \cdot (\sigma_{F3}^2 + \sigma_{F4}^2)} \leq f_{tk} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	238.79	<	470.00	ΕΠΛΗΘΥΝΕΤΑΙ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ ΚΑΤΩ ΣΤΗΡΙΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΔΟΚΟΥ

$A_w =$	43.00	[cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	
$F_{w,Ed} =$	-759.83	[kN]	Ονομαστική ορθή τάση στη συγκόλληση	
$\sigma_{F2} =$	-176.71	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	
$\beta_w =$	0.90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	
$ \sigma_{F2} \leq f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$	176.71	<	182.19	ΕΠΛΗΘΥΝΕΤΑΙ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

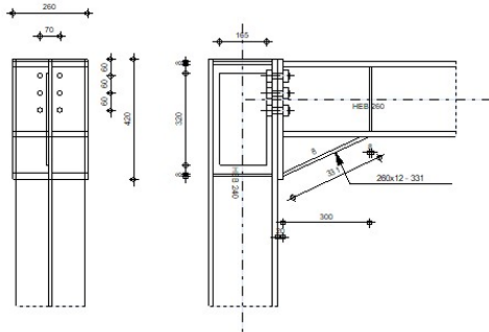
ΛΟΓΟΣ 0.73



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

ΛΟΓΟΣ
0.90**ΓΕΝΙΚΟ**

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 2
Όνομα σύνδεσης: Frame knee
ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 52
ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 11, 125

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ**ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ**

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 240
ΡΑΒΔΟΣ no.: 11

$\alpha =$	-90.0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c =$	240	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_c =$	240	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{cc} =$	17	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c =$	21	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$A_c =$	105.99	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{cc} =$	11259.30	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S 355		
$f_{yc} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 260
ΡΑΒΔΟΣ no.: 125

$\alpha =$	0.0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b =$	260	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_b =$	260	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{cb} =$	18	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	24	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	24	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b =$	118.44	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{bb} =$	14919.40	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S 355		
$f_{yb} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

d =	20	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	6.8		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{Rd} =$	105.84	[kN]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
$n_b =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_s =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$h_t =$	60	[mm]	Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_s =$	70	[mm]	
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_s =$	60; 60	[mm]	

ΠΛΑΚΑ

$h_p =$	420	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$b_p =$	260	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_p =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S 355 M/ML		
$f_{tp} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_d =$	260	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{ed} =$	12	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$h_d =$	140	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{wd} =$	8	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
$l_d =$	300	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$\alpha =$	25.0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S 355 M/ML		
$f_{td} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΑΝΘ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 260
ΡΑΒΔΟΣ no.: 125

$\alpha =$	0.0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b =$	260	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_b =$	260	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb} =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{cb} =$	18	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	24	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	24	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b =$	118.44	[cm ²]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{bb} =$	14919.40	[cm ⁴]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S 355		
$f_{yb} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

d =	20	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	6.8		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{Rd} =$	105.84	[kN]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
$n_b =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_s =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$h_t =$	60	[mm]	Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_s =$	70	[mm]	
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_s =$	60; 60	[mm]	

ΠΛΑΚΑ

$h_p =$	420	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$b_p =$	260	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_p =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S 355 M/ML		
$f_{tp} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_d =$	260	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{ed} =$	12	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$h_d =$	140	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{wd} =$	8	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
$l_d =$	300	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$\alpha =$	25.0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S 355 M/ML		
$f_{td} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΑΝΘ

$h_{bu} =$	206	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
$b_{bu} =$	115	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
$t_{wu} =$	8	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S 355 M/ML		
$f_{tu} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΤΩ

$h_{bu} =$	206	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
$b_{bu} =$	115	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
$t_{wu} =$	8	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S 355 M/ML		
$f_{tu} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΠΛΑΚΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Τυρ: ΜΟΝΟΠΛΕΥΡΟ

$h_p =$	320	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$w_d =$	165	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_p =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S 355 M/ML		
$f_{tp} =$	355.00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΟΡΦΗΣ

$a_w =$	7	[mm]	ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
$a_b =$	13	[mm]	ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$a_s =$	7	[mm]	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ
$a_{b1} =$	5	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
$a_{b2} =$	7	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
$a_{b3} =$	7	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1.00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 19; COMB1 (1+2) *1.35+3*1.50+(6+7+9+10)*0.75+(12+13+16)*0.90

$M_{1,Ed} =$	138.27	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{1,Ed} =$	71.64	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{1,Ed} =$	15.62	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{2,Ed} =$	61.79	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{2,Ed} =$	25.33	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{2,Ed} =$	-791.29	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$M_{3,Ed} =$	-85.08	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$V_{3,Ed} =$	-40.60	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$N_{3,Ed} =$	-804.67	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ

ΕΥΡΩΣΤΗ ΑΝΤΟΧΗ:	$F_{c,w,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,w,Rd}, F_{c,w,Rd,low})$	
	$F_{c,w,Rd,low} = 2395.98$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
		[6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ		
$M_{1,Ed} = 139.27$ [kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ)	[5.3.(3)]
$M_{2,Ed} = 0.00$ [kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ)	[5.3.(3)]
$V_{1,Ed} = 25.33$ [kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ)	[5.3.(3)]
$V_{2,Ed} = -40.60$ [kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ)	[5.3.(3)]
$z = 314$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{1,Ed} - M_{2,Ed}) / z - (V_{1,Ed} - V_{2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 407.55$ [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ	[5.3.(3)]
$A_{w,c} = 33.23$ [cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{w,p} = 16.48$ [cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΚΟΡΜΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΜΕ ΕΛΑΣΜΑ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{w,e} = 49.71$ [cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 252$ [mm]	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ	[6.2.6.1.(4)]
$M_{1,Ed,Rd} = 6.16$ [kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΠΕΛΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.6.1.(4)]
$M_{1,Ed,Rd} = 1.36$ [kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΥΨΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.6.1.(4)]
$M_{1,Ed,Rd} = 1.36$ [kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΧΑΜΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{w,c} f_{wc} + A_{w,p} f_{wp}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{1,Ed,Rd} / \gamma_{M0} + M_{1,Ed,Rd} + M_{2,Ed,Rd}) / d_s$		
$V_{wp,Rd} = 976.57$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1.0$	$0.42 < 1.00$	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΟΡΜΟΣ - ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΦΕΡΟΝ:		
$t_{wc} = 15$ [mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,w,c} = 280$ [mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΠΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$A_{w,c} = 49.71$ [cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0.72$	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{wm,Ed} = 137.88$ [MPa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ	[6.2.6.2.(2)]
$k_{w,c} = 1.00$	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
$A_{w,c} = 18.40$ [cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,w,Rd1} = \omega k_{w,c} b_{eff,w,c} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_{w,c} f_{yc} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,w,Rd1} = 1726.99$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]
ΛΥΓΙΣΜΟΣ:		
$d_{w,c} = 164$ [mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{y,c} = 0.55$	ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 1.00$	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_{y,c} = 2.32$	ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\lambda_{y,c} = 1.00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,w,Rd2} = \omega k_{w,c} \rho b_{eff,w,c} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_{w,c} f_{yc} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,w,Rd2} = 1726.99$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]
ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:		
$F_{c,w,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,w,Rd1}, F_{c,w,Rd2})$		
$F_{c,w,Rd} = 1726.99$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

F_{1,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{1,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{1,wc,Rd(1)} = 404.94$	404.94	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{1,wp,Rd(1)} = 211.68$	211.68	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{1,wb,Rd(1)} = 492.51$	492.51	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 722.92$	722.92	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτρηση
$V_{wp,Rd} = 976.57$	976.57	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,w,Rd} = 1726.98$	1726.98	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} = 1706.19$	1706.19	ΠΕΛΑΜ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,w,Rd} = 2385.98$	2385.98	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 2

F_{12,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{12,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{12,Rd} = \text{Min}(F_{12,Rd,comp})$	211.68	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{1,c,Rd(2)} = 211.68$	211.68	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{1,wc,Rd(2)} = 404.94$	404.94	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{1,wp,Rd(2)} = 211.68$	211.68	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{1,wb,Rd(2)} = 492.51$	492.51	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 722.92$	722.92	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτρηση
$V_{wp,Rd} / \beta - \sum_1^2 F_{12,Rd} = 976.57 - 211.68$	764.89	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,w,Rd} - \sum_1^1 F_{12,Rd} = 1726.98 - 211.68$	1515.30	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{12,Rd} = 1706.19 - 211.68$	1494.51	ΠΕΛΑΜ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,w,Rd} - \sum_1^1 F_{12,Rd} = 2385.98 - 211.68$	2174.30	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{1,c,Rd(2) + 1} - \sum_1^1 F_{12,Rd} = 423.36 - 211.68$	211.68	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{1,wp,Rd(2) + 1} - \sum_1^1 F_{12,Rd} = 557.47 - 211.68$	345.79	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{1,wb,Rd(2) + 1} - \sum_1^1 F_{12,Rd} = 423.36 - 211.68$	211.68	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{1,wb,Rd(2) + 1} - \sum_1^1 F_{12,Rd} = 579.03 - 211.68$	367.35	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ		
$F_{12,Rd} = F_{12,Rd} h_1/h_2$		
$F_{12,Rd} = 174.75$ [kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ	[6.2.7.2.(9)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 3

F_{13,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{13,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{13,Rd} = \text{Min}(F_{13,Rd,comp})$	211.68	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{1,c,Rd(3)} = 211.68$	211.68	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{1,wc,Rd(3)} = 404.94$	404.94	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{1,wp,Rd(3)} = 211.68$	211.68	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{1,wb,Rd(3)} = 492.51$	492.51	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 722.92$	722.92	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτρηση
$V_{wp,Rd} / \beta - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 976.57 - 386.43$	590.14	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,w,Rd} - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 1726.98 - 386.43$	1340.55	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 1706.19 - 386.43$	1319.77	ΠΕΛΑΜ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,w,Rd} - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 2385.98 - 386.43$	1999.55	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{1,c,Rd(3) + 2} - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 423.36 - 174.75$	248.61	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{1,wp,Rd(3) + 2} - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 557.47 - 174.75$	382.72	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{1,wb,Rd(3) + 2} + 1 - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 635.04 - 386.43$	248.61	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{1,wb,Rd(3) + 2} + 1 - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 795.79 - 386.43$	409.36	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{1,wb,Rd(3) + 2} + 1 - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 423.36 - 174.75$	248.61	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{1,wb,Rd(3) + 2} - \sum_1^2 F_{13,Rd} = 687.05 - 174.75$	512.31	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

$A_w = 156.93$ [cm ²]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3(2)]
$\sigma_{t,c} = 77.58$ [MPa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3(2)]
$t_w = 16.85$ [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3(2)]
$\beta_w = 0.90$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[4.5.3(7)]
$\sqrt{\sigma_{t,c,max}^2 + 3(\tau_{t,c,max})^2} \leq f_t / (\beta_w \gamma_{M2})$	$169.58 < 417.78$	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\sqrt{\sigma_{t,c}^2 + 3(\tau_{t,c}^2 + \tau_{t,w}^2)} \leq f_t / (\beta_w \gamma_{M2})$	$157.88 < 417.78$	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\sigma_{t,c} \leq 0.9 f_{t,Rd2}$	$84.79 < 338.40$	ΕΠΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$t_{wash} = 4$ [mm]	Washer ΠΑΧΟΣ	[6.2.6.3(2)]
$h_{wash} = 14$ [mm]	ΥΨΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3(2)]
$h_{w,c} = 20$ [mm]	ΥΨΟΣ ΠΕΡΙΦΟΡΩΝ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3(2)]
$L_{w,c} = 62$ [mm]	ΜΙΚΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3(2)]
$k_{w,c} = 6$ [mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ	[6.3.2(1)]

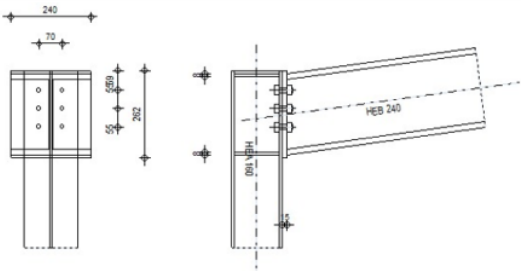
ΑΚΑΜΨΙΑ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ								
Nr	h_j	k_s	k_r	k_y	ΣΥΝΟΛΟ	k_{red}	k_{red} h_j	k_{red} h_j²
1	344	2	1.08	69	1	4.87	167.32	
2	284	2	1.15	40	1	4.16	118.12	
3	224	2	1.08	87	1	3.18	71.22	
$k_{red} = 1 / (\sum_1^3 (\sum_1^2 (1/k_{ij})))$								[6.3.3.1(2)]
$z_{red} = \sum_1^3 k_{red} h_j^2 / \sum_1^3 k_{red} h_j$								[6.3.3.1(3)]
$k_{w,c} = \sum_1^3 k_{red} h_j / z_{red}$								
$k_{w,c} = 4$ [mm]	ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΔΙΕΥΘΕΤΗΣΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ							[6.3.3.1(1)]
$A_{w,c} = 49.71$ [cm ²]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ							EN1993-1-1:[6.2.6(3)]
$\beta_w = 1.00$	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ							[5.3(7)]
$z = 292$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ							[6.2.5]
$k_s = 6$ [mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗ							[6.3.2(1)]
$k_y = \infty$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ							[6.3.2(1)]
$S_{w,c} = E z_{w,c}^2 / \sum_1^3 (1/k_s + 1/k_y + 1/k_{w,c})$								[6.3.1(4)]
$S_{w,c} = 45494.63$ [kN*m]	ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΦΗΣ							[6.3.1(4)]
$\mu = 2.26$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ							[6.3.1(6)]
$S_s = S_{w,c} / \mu$								[6.3.1(4)]
$S_s = 20097.94$ [kN*m]	ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΦΗΣ							[6.3.1(4)]

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΟ ΑΚΑΜΨΙΑΣ:		
$S_{w,c} = 23848.33$ [kN*m]	ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	[5.2.2.5]
$S_{w,c} = 1490.52$ [kN*m]	ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	[5.2.2.5]
$S_{w,c} \geq S_{w,c,STABERH}$		
ΠΙΘ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:		
ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΟΧΛΙΑ		
ΣΧΟΛΙΑ		

ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΠΕΛΑΤΟΣ													
Nr	m	m_x	e	e_x	ρ	k_{int,comp}	k_{int,nc}	k_{int,1}	k_{int,2}	k_{int,comp,0}	k_{int,nc,0}	k_{int,1,0}	k_{int,2,0}
1	13	-	85	-	60	83	106	83	106	101	56	56	56
2	13	-	85	-	60	83	159	83	159	120	60	60	60
3	13	-	85	-	60	83	106	83	106	101	56	56	56

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ-ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ													
Nr	m	m_x	e	e_x	ρ	k_{int,comp}	k_{int,nc}	k_{int,1}	k_{int,2}	k_{int,comp,0}	k_{int,nc,0}	k_{int,1,0}	k_{int,2,0}
1	22	-	95	-	60	139	177	139	177	129	103	103	103
2	22	-	95	-	60	139	207	139	207	120	60	60	60
3	22	-	95	-	60	139	207	139	207	129	134	129	134

m	- ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΩΝ ΚΟΡΜΩ
m_x	- ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΑΜ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
e	- ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΑΚΜΗ
e_x	- ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΕΞΩ ΑΚΜΗ
ρ	- ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΩΝ



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΞΗ no.: 3
Όνομα σύνδεσης: Frame knee
ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ: 911
ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 1173, 1171

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Table with 2 columns: Parameter (e.g., ΔΙΑΤΟΜΗ, ΡΑΒΔΟΣ, α) and Value (e.g., HEA 160, 1173, -90.0).

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

Table with 2 columns: Parameter (a_w, a_t, a_s) and Value (7, 12, 7).

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

Table with 2 columns: Parameter (γ_M0, γ_M1, γ_M2, γ_M3) and Value (1.00, 1.00, 1.25, 1.25).

ΦΟΡΤΙΑ

Table with 2 columns: Parameter (ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΙΟΧΤΙΑΣ, ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ) and Value (441, 1+2)+1.35+3*1.50+(5+8+9+10)*0.75+(14+15+17)+0.90).

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

Table with 2 columns: Parameter (ΟΛΨΗ, A_b, N_b,Rd, M_b,Rd) and Value (105.99, 3762.50, 0.01 < 1.00, 33.23).

ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Table with 2 columns: Parameter (ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ, M_b,Ed, M_bz,Ed) and Value (0.00, 0.00).

Table with 2 columns: Parameter (F_t,Rd, A_w, λ_w, ρ, λ_p, λ_s, λ_b) and Value (717.10, 104, 0.87, 0.88, 2.21, 1.00).

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΞΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Table with 2 columns: Parameter (α, F_t,Rd, F_t,Rd, F_t,Rd, F_t,Rd, F_t,Rd) and Value (0.60, 36.95, 41.40, 115.15, 215.44, 221.67).

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

Table with 2 columns: Parameter (A_w, A_w, A_w, A_w, A_w, A_w, A_w, A_w) and Value (68.30, 45.12, 23.18, 197.31, -2.99, -59.35, 0.80, 5.98 < 417.78).

ΑΚΑΜΦΙΑ ΣΥΝΔΕΞΗΣ

ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΡΟΠΕΣ ΣΤΗ ΣΥΝΔΕΞΗ. ΓΙΑ ΜΙΑ ΤΕΤΟΙΑ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ, ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΔΕΝ ΥΠΟΛΟΓΙΖΕΙ ΤΗΝ ΑΚΑΜΦΙΑ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΞΗΣ.

ΠΙΟ ΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΚΟΧΛΙΕΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

ΔΟΚΟΣ

Table with 2 columns: Parameter (ΔΙΑΤΟΜΗ, ΡΑΒΔΟΣ, α, h_b, b, t_w, t_f, r_f, A_s, I_w, I_y) and Value (HEB 240, 1171, 7.9, 240, 240, 10, 17, 21, 21, 105.99, 11259.30, 355).

ΚΟΧΛΙΕΣ

Table with 2 columns: Parameter (The shear plane, d, ΠΟΙΟΤΗΤΑ, F_t,Rd, n_b, n_s, h_1, ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ, ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ) and Value (through the UNTHREADED portion, 14, 5.6, 41.40, 2, 3, 59, 70, 55;55).

ΠΛΑΚΑ

Table with 2 columns: Parameter (h_b, b_b, t_b, ΥΛΙΚΟ, f_t,Rd) and Value (262, 240, 15, 355 M/ΜΕ, 355.00).

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Table with 2 columns: Parameter (ΑΝΟ, h_w, b_w, t_w, ΥΛΙΚΟ, f_t,Rd, ΚΑΤΩ, h_w, b_w, t_w, ΥΛΙΚΟ, f_t,Rd) and Value (134, 77, 8, 355 M/ΜΕ, 355.00, 134, 77, 8, 355 M/ΜΕ, 355.00).

Table with 2 columns: Parameter (M_b,Ed, V_b,Ed, V_d,Ed, V_w,Ed, V_w,Ed, A_w, A_w, d, M_b,Ed, M_b,Ed, M_b,Ed, V_w,Rd, V_w,Rd, V_w,Ed / V_w,Rd) and Value (0.00, 0.00, 11.08, 123, 5.54, 13.21, 13.21, 234, 1.15, 0.91, 0.91, 261.28, 717.10, 0.02 < 1.00).

ΚΟΡΜΟΣ - ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΟΛΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

Table with 2 columns: Parameter (ΦΕΡΩΝ, t_w, d_w, A_w, ω, σ_w,Ed, ρ_w, A_w, F_t,Rd, F_t,Rd, λ_w, F_t,Rd, F_t,Rd, N_w, N_w) and Value (6, 179, 13.21, 0.73, 9.63, 1.00, 12.32, 717.10, 104, 0.87, 0.88, 2.21, 1.00, 684.64, 684.64, 0.02 < 1.00).

ΚΟΡΜΟΣ - ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΟΛΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

Table with 2 columns: Parameter (ΦΕΡΩΝ, t_w, d_w, A_w, ω, σ_w,Ed, ρ_w, A_w, F_t,Rd, F_t,Rd, λ_w, F_t,Rd, F_t,Rd, N_w, N_w) and Value (6, 179, 13.21, 0.73, 9.63, 1.00, 12.32, 717.10, 104, 0.87, 0.88, 2.21, 1.00, 684.64, 684.64, 0.02 < 1.00).

Η ΣΥΝΔΕΞΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ