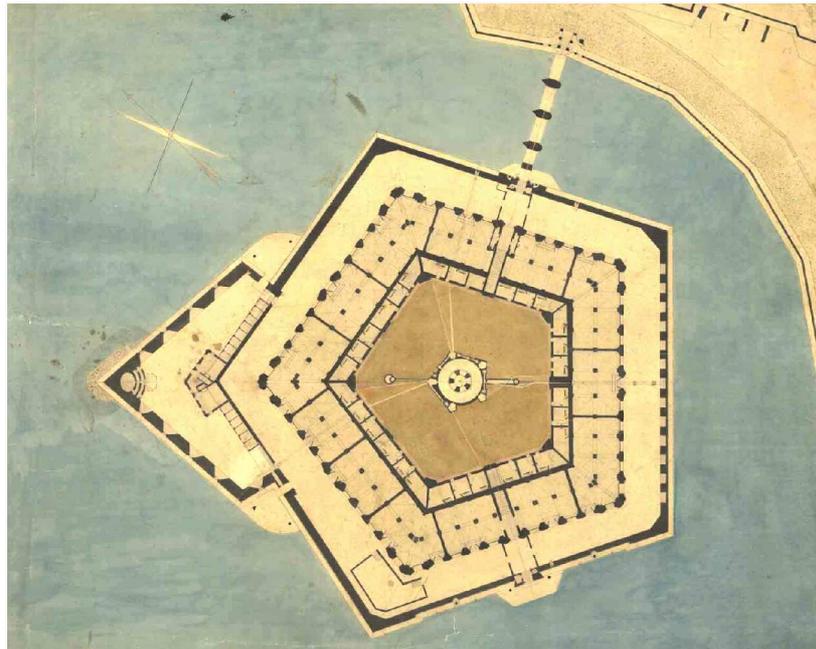




COMUNE DI ANCONA
AREA LAVORI PUBBLICI - SETTORE INTERVENTI DI
RIQUALIFICAZIONE URBANA EDILIZIA STORICO MONUMENTALE

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA
PIANO NAZIONALE PER LE CITTÀ (ART.12 D.L.83/2012)
INTERVENTO 3 - RESTAURO E RECUPERO DEI DUE ULTIMI LATI DELLA MOLE:
LATO TERRA (BC)E LATO PORTA PIA (C-D)



PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GENERALE - RELAZIONE SULLE INDAGINI - RELAZIONE SUI
MATERIALI - RELAZIONE DI CALCOLO - RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
1	11/08/2017	EMISSIONE	S.NICCOLINI	G.DEZI	L.DEZI
0	26/04/2017	EMISSIONE	F.FRATINI	G.DEZI	L.DEZI

I Progettisti
architettonici

Arch. Patrizia Maria Piattelletti
Geom. Umberto Montesi
Comune di Ancona

Timbro
e firma

Il Progettista
strutturale

Prof. ing. Luigino Dezi
Via di Passo Varano, 306B - 60131 Ancona
Tel: 071 2900501 - Fax: 071 2855024
e-mail: studezi@tin.it

Timbro
e firma

Il Responsabile del
procedimento

Arch. Viviana Caravaggi Vivian

Timbro
e firma

Indice

1	RELAZIONE GENERALE	5
1.1	Descrizione dell'edificio	7
1.2	Descrizione degli interventi	10
2	RELAZIONE SULLE INDAGINI E CONOSCENZA DELL'EDIFICIO	19
2.1	Analisi storico-critica del manufatto	19
2.2	Rilievo geometrico-strutturale e analisi dei dettagli costruttivi.....	24
2.3	Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	24
2.3.1	Campagna di indagini UNIAN (1991)	24
2.3.1.1	Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in c.a.....	26
2.3.1.2	Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in muratura	27
2.3.1.3	Risultanze delle prove eseguite sulle strutture metalliche	30
2.3.1.4	Indagini sulle fondazioni esistenti	31
2.3.2	Campagna di indagini Amministrazione Comunale (2016)	33
2.3.2.1	Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in c.a.....	34
2.3.2.2	Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in muratura	40
2.3.2.3	Risultanze delle prove eseguite sulle strutture metalliche	43
2.3.2.4	Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in legno	44
2.3.3	Valutazioni sull'integrità della struttura e dei materiali.....	46
2.4	Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza	49
3	RELAZIONE SUI MATERIALI	50
3.1	Materiali edificio esistente	50
3.1.1	Strutture in c.a.....	50
3.1.2	Legno	50
3.1.3	Muratura.....	51
3.2	Materiali per nuove realizzazioni	52
3.2.1	Calcestruzzo in opera.....	52
3.2.2	Calcestruzzo strutturale alleggerito per interventi di recupero dei solai.....	52
3.2.3	Acciaio per armature c.a.....	53
3.2.4	Acciaio per strutture metalliche	53
3.2.5	Giunzioni bullonate.....	54

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

3.2.6	Acciaio per barre filettate.....	54
3.2.7	Muratura in mattoni pieni, nuovi e di recupero, e malta bastarda di classe M10.....	54
3.2.8	Calcestruzzo fibrorinforzato ad alte prestazioni	55
3.2.9	Rinforzi in materiale composito	56
3.2.10	Legno	56
4	RELAZIONE DI CALCOLO	58
4.1	Analisi dei carichi.....	58
4.2	Azione sismica: spettri di risposta	60
4.3	Verifica dei meccanismi locali di collasso	65
4.3.1	Criteri di verifica e riferimenti normativi.....	65
4.3.2	Valutazione della sicurezza.....	65
4.3.2.1	Analisi cinematica lineare.....	67
4.4	Verifica dei nuovi solai con struttura leggera.....	74
4.4.1	Verifiche allo SLU	75
4.4.2	Verifiche allo SLE.....	78
4.5	Verifica dei soppalchi in legno esistenti	79
4.5.1	Verifiche allo SLU	79
4.5.2	Verifiche allo SLE.....	81
4.6	Verifica della nuova orditura secondaria lignea della copertura (corpo centrale zona "Nervi")....	82
4.6.1	Verifiche allo SLU	82
4.6.2	Verifiche in condizioni di incendio capriata di copertura.....	84
4.7	Verifica della nuova orditura secondaria lignea della copertura (corpo alto lato interno)	88
4.8	Verifica di un telaio in c.a.	91
4.8.1	Modello di calcolo	91
4.8.2	Verifiche allo SLU	91
4.9	Verifica del nuovo soppalco in acciaio di quota +4,80 m e relativa scala di accesso	101
4.9.1	Modello di calcolo	102
4.9.2	Verifiche di resistenza e stabilità delle strutture del soppalco	104
4.9.3	Verifiche di deformabilità delle travi del soppalco.....	117
4.9.4	Verifiche di resistenza delle piastre di base per le colonne	119
4.9.5	Verifiche di resistenza delle piastre di base delle colonne collegate alle aste di controvento 130	
4.9.6	VERIFICA DIMENSIONE GIUNTO IN ELEVAZIONE SOPPALCO	144

4.10	Verifica nuove scale di sicurezza	145
4.10.1	Modello di calcolo	147
4.10.2	Verifiche allo SLU scala	150
4.10.3	Verifiche allo SLE.....	153
4.11	Verifica solette esistenti	156
4.12	Vasca di decantazione	157
4.12.1	Verifica degli elementi strutturali.....	158
4.12.2	Verifica profilo HEA180	171
4.13	Verifica allo SLU delle balaustre	175
4.13.1	Balaustra Tipologia BA1-a.....	175
4.13.2	Balaustra Tipologia BA1-b (BA3).....	185
4.13.3	Balaustra Tipologia BA2.....	190
4.13.4	Balaustra Tipologia BA4 - BA5	195
5	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	200
5.1	Fondazioni nuovi muri in mattoni pieni	201
5.1.1	Calcolo portanza micropali	202
5.2	Fondazioni vasca di decantazione	206
5.2.1	Verifica di stabilità al sollevamento (UPL).....	206
5.2.2	Verifica dei micropali.....	206
5.2.2.1	Verifica di portanza geotecnica	206
5.2.2.2	Verifica di resistenza del profilo tubolare	208

1 RELAZIONE GENERALE

La presente Relazione ha per oggetto il progetto esecutivo dei lavori strutturali di recupero e miglioramento sismico della zona Nervi (lato B-C) della Mole Vanvitelliana di Ancona (finanziamento “Piano nazionale della città” - Art. 12 D. L. 83/2012). Il complesso, per il suo valore artistico ed architettonico, è sottoposto al vincolo della Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici delle Marche.



Figura 1 – Vista aerea della Mole

La Mole Vanvitelliana, la cui costruzione ebbe inizio nel 1733 e fu completata nel 1748, sorge su un’isola artificiale sita nel porto di Ancona. La realizzazione faceva parte di un più ampio progetto di recupero e rilancio del porto della città dorica, a seguito di un periodo di decadenza della vita economica della città e del porto stesso. Il progetto della Mole è opera dell’Architetto Luigi Vanvitelli, che ricevette l’incarico da Papa Clemente XII. Il lato B-C oggetto d’intervento ha subito nel corso degli anni una serie di cambiamenti che ne hanno radicalmente modificato l’organizzazione strutturale; il più recente è avvenuto nel 1948 ad opera dell’Ing. Pierluigi Nervi ed è consistito nell’inserimento di 18 telai in c.a. che vanno ad ancorarsi nelle pareti perimetrali in muratura. Considerata l’importanza del progettista e l’ormai consolidata immagine architettonica acquisita dalle strutture del lato B-C, il progetto in esame mantiene l’attuale configurazione strutturale.

Il progetto strutturale dell’intervento è volto a ridurre la vulnerabilità sismica e a garantire la piena sicurezza per le azioni verticali. Il miglioramento sismico dalle strutture del lato B-C è condotto in accordo alle indicazioni contenute nelle **“Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)”**. Gli interventi sono pertanto calibrati nel quadro generale della conservazione della costruzione, visto che il principio ispiratore del progetto è stata la conservazione non solo della materia, ma anche del funzionamento strutturale accertato. In questa direzione sono stati valutati anche gli aspetti legati agli interventi per l’esecuzione di opere impiantistiche, privilegiando l’adozione di soluzioni che limitassero o escludessero l’inserimento di impianti negli elementi strutturali.

Per facilitare l’individuazione delle zone interne ed esterne è generalmente utilizzata la nomenclatura riportata nelle immagini seguenti. Sono definiti, infatti, con lettere maiuscole dell’alfabeto da A ad E i cinque

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

spigoli esterni e con analoghe lettere minuscole i cinque spigoli interni. Di conseguenza i lati esterni saranno denominati A-B, B-C, C-D; D-E ed E-A. Lo spigolo D si trova nel punto più a nord della struttura.

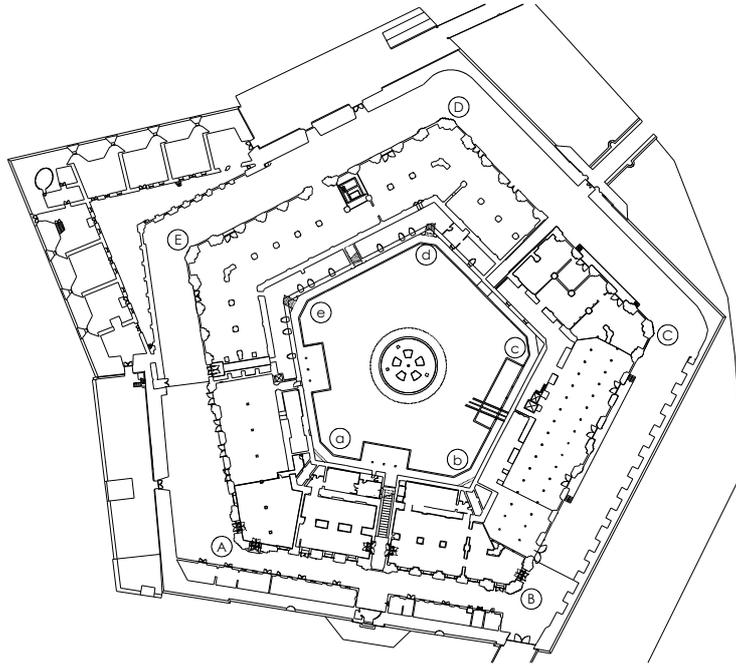


Figura 2 – Planimetria con indicazioni di nomenclatura

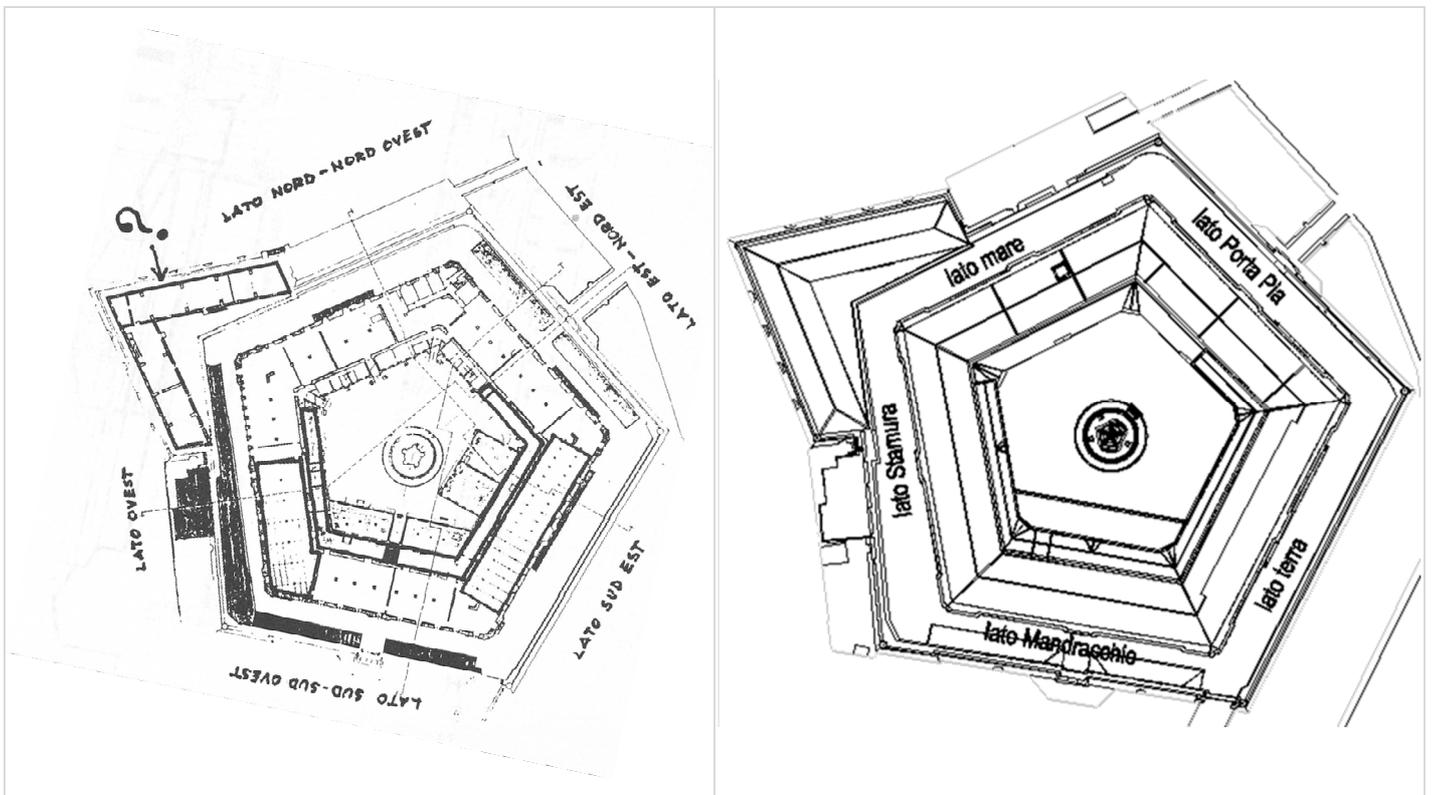


Figura 3 – Planimetrie con indicazioni di nomenclatura

1.1 Descrizione dell'edificio

La Mole, di forma pentagonale con una corte interna contenente un tempietto dedicato a San Rocco, è attualmente collegata alla terra ferma mediante tre passerelle carrabili. Il complesso, rientrato in possesso del Comune di Ancona nel 1991, è oggi sede del Museo Tattile Omero ed ospita durante il periodo estivo un denso cartellone di eventi culturali, convegni e spettacoli.



Figura 4 - Vista dal mare della Mole

Il complesso edilizio ha subito nel tempo notevoli mutamenti con cambi di destinazione d'uso che, in alcuni casi ne hanno comportato lo stravolgimento delle caratteristiche originali architettoniche e strutturali. Allo stato attuale l'edificio può essere suddiviso in diverse zone, come visibile nella planimetria riportata nel seguito, di cui la zona B-C è quella oggetto d'intervento.

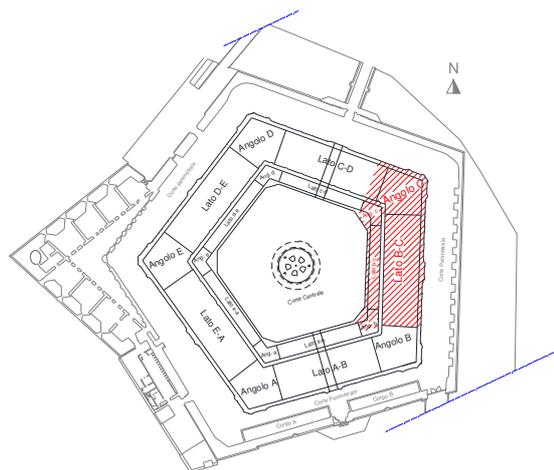


Figura 5 - Individuazione dell'area della Mole oggetto d'intervento

Come già detto, i lavori di costruzione della Mole ebbero inizio con la realizzazione dell'isola artificiale costituita da un rinterro di pietrisco, calce e pozzolana entro un intelaiatura di pali in legno infissi sul basso fondale. La struttura portante dell'edificio, laddove non sono state operate significative modifiche, è costituita da muratura di mattoni pieni e malta a base pozzolanica priva di gesso. Le pareti in muratura hanno spessore di 1,6 m alla prima elevazione ed 1,3 m alla successiva, mentre l'altezza fino al cornicione è circa 12

m. Le zone d'angolo del complesso sono caratterizzate da una geometria curvilinea di raccordo delle pareti rettilinee e presentano uno spessore maggiorato della muratura, che alla prima elevazione è di circa 2,1 m. Il profilo esterno delle zone d'angolo è caratterizzato dalla presenza di lesene che si estendono per tutta l'altezza dell'edificio. Il primo orizzontamento è sostenuto da volte a crociera impostate su base rettangolare, dotate di nervature perimetrali. In direzione trasversale sono presenti due volte aventi le stesse caratteristiche geometriche, che scaricano centralmente su pilastri in muratura a croce di lato pari ad 1,20 m, mentre sulla parete interna le volte sono prive di nervature. All'elevazione successiva i pilastri centrali in muratura divengono di sezione quadrata 1x1 m. La copertura è a falde e presenta struttura lignea sorretta da capriate.

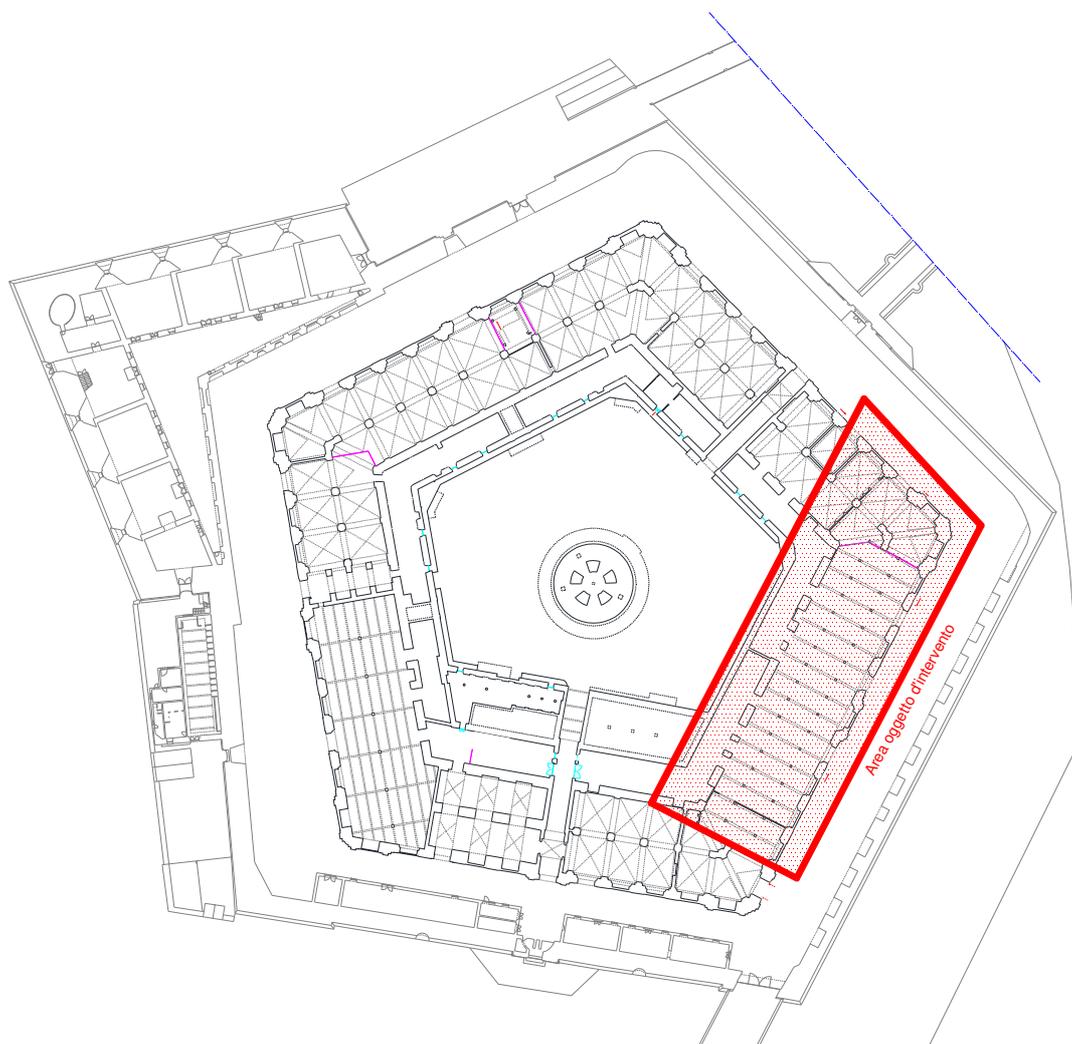


Figura 6 - Carpenteria dello stato di fatto del primo livello

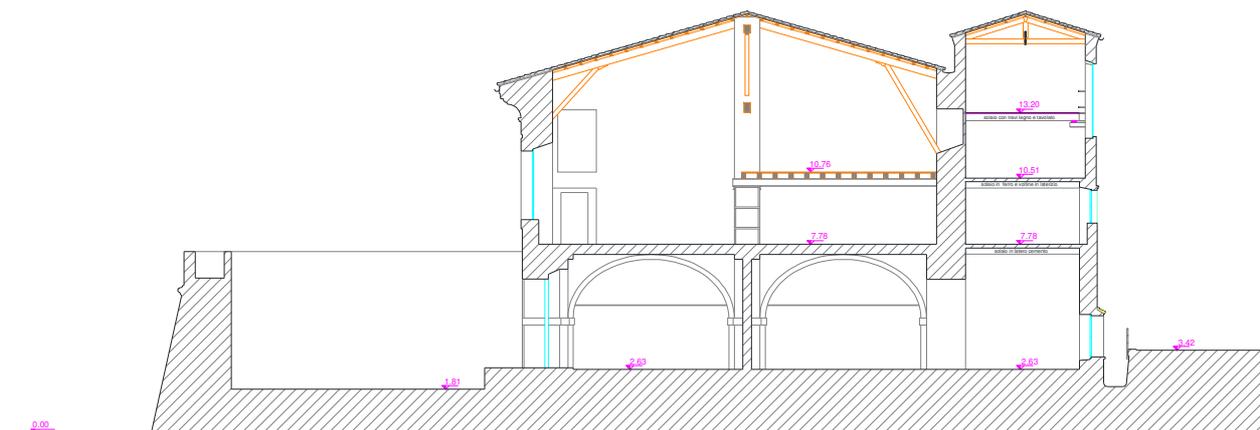


Figura 7 - Sezione strutturale tipo della Mole

Le strutture del lato B-C, oggetto d'intervento, così come quelle del lato A-E e del lato interno a-b, hanno subito modifiche sostanziali della struttura portante con la demolizione delle volte e dei pilastri in muratura e l'inserimento di strutture a telaio in cemento armato. Per quanto concerne la zona B-C, la realizzazione della struttura portante in c.a. è opera di Pierluigi Nervi, incaricato nel 1948, di realizzare un magazzino di stoccaggio delle merci per la Manifattura Tabacchi, all'epoca proprietaria del complesso. La struttura in c.a. consta di 18 telai posti ad interasse costante di 3,56 m; in elevazione ciascun telaio è organizzato in tre livelli, con un'ulteriore coppia di pilastri a sostegno della copertura, costituita da tante capriate lignee quanti sono i telai. Ogni telaio è composto da due pilastri che rastremano con l'altezza in direzione trasversale (lato corto della zona B-C) di dimensioni 35x35 cm al primo livello, 35x25 cm al secondo e terzo livello e 25x25 cm per la coppia di pilastri a sostegno della copertura. Le travi a sostegno degli orizzontamenti hanno sezione 25x50 cm, sono ordite solamente in direzione trasversale e presentano un tratto a sezione variabile in corrispondenza dei pilastri: al primo livello il tratto a sezione variabile è pari a 75 cm e l'aumento dell'altezza della sezione è di 25 cm, mentre all'ultimo livello è pari a 40 cm da filo pilastro con un incremento dell'altezza della sezione di 65 cm. Alle prime due elevazioni le travi si intestano nelle pareti perimetrali in muratura per una profondità di circa 40 cm, mentre al terzo livello la trave collega solamente i due pilastri. Il solaio è costituito da una soletta in c.a. di spessore costante pari a 12 cm. Le fondazioni della struttura in c.a. sono costituite da una serie di plinti isolati di 2x2 m, approfonditi, rispetto al solaio di calpestio del primo livello, di circa 2 m (quota d'imposta del magrone).

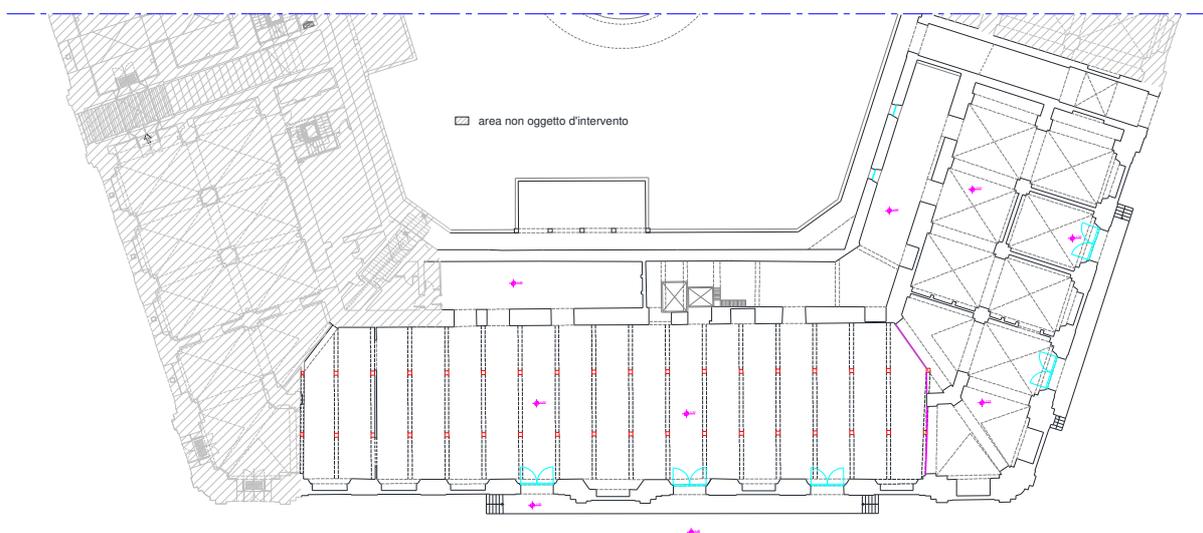


Figura 8 - Carpenteria primo livello zona B-C allo stato attuale

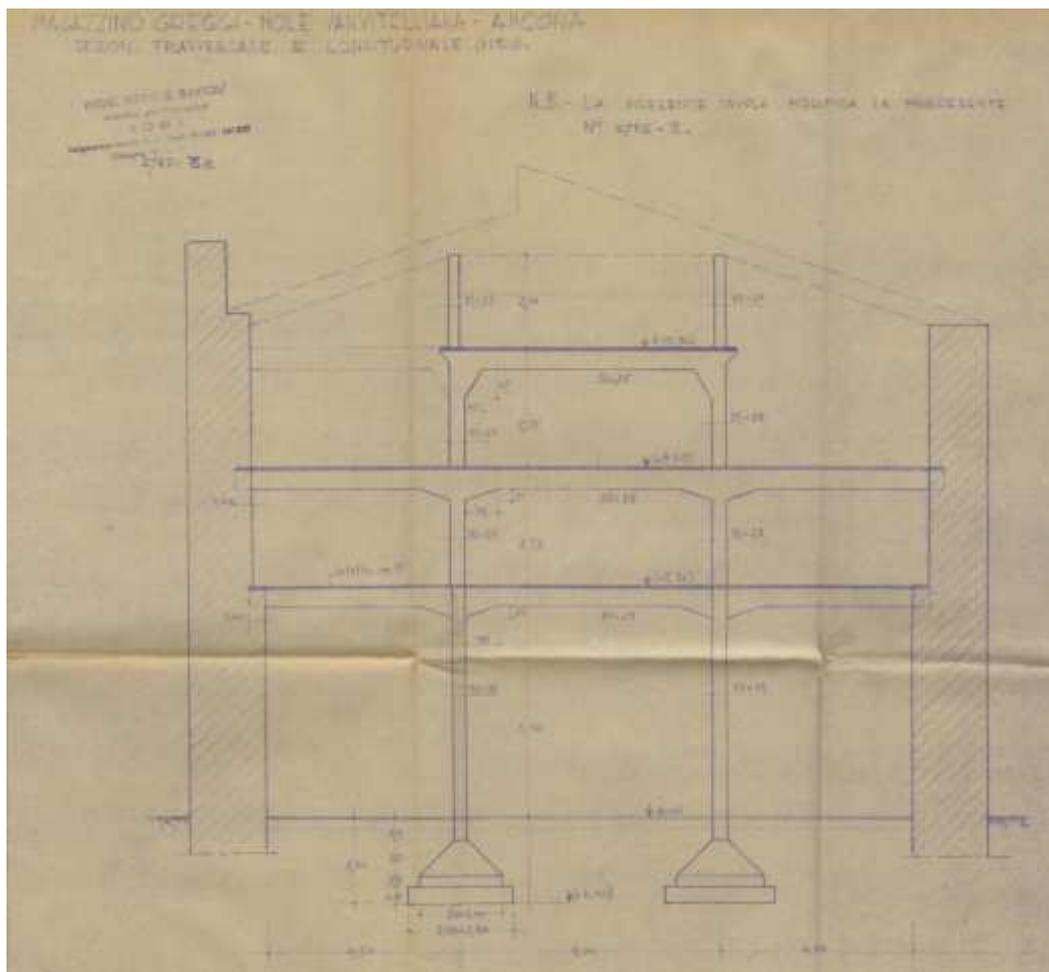


Figura 9 - Tavola originale a firma dell'Ing. Nervi

1.2 Descrizione degli interventi

Gli interventi strutturali riguardano:

- il consolidamento delle strutture in muratura, con particolare attenzione al rinforzo degli angoli, la cucitura dei solai alle pareti in muratura e la chiusura di nicchie ed aperture nell'ottica della regolarizzazione dei maschi murari;
- il consolidamento delle pareti di spina trasversali in muratura al secondo livello, mediante l'esecuzione di intoco armato con fibre di vetro e inserimento di una intelaitaura con profili metallici;
- l'inserimento di nuove pareti di spina sulla campata adiacente alla corte interna;
- il consolidamento delle strutture in legno di copertura, l'irrigidimento della stessa e il rifacimento del manto;
- il rinforzo delle strutture in cemento armato del telaio "Nervi";
- la realizzazione di nuovi solai in struttura composta acciaio calcestruzzo;
- la realizzazione delle nuove strutture metalliche dei soppalchi e delle scale.

Scendendo nel dettaglio degli interventi, al piano terra si prevede l'abbassamento della quota pavimento dall'attuale +2,63 m a +1,75 m, con la realizzazione di un solettone di spessore $s = 20$ cm, armato con doppia rete elettrosaldata $\phi 12/20 \times 20$ cm, avente la duplice funzione di collegare i plinti dei pilastri in c.a. e di

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

costituire la fondazione della nuova struttura metallica di sostegno del soppalco. Sul solettone, impostato a quota +1,05 m, si realizza un vespaio aerato ad elementi prefabbricati ($h=25$ cm) e su questo una soletta in cls dello spessore di 5 cm armata con rete elettrosaldata $\phi 6/20 \times 20$ cm. L'abbassamento della quota pavimento e la realizzazione del vespaio aerato comportano una riduzione significativa dei carichi gravanti sul terreno di fondazione.

I pilastri in acciaio a sostegno del nuovo soppalco a quota +4,70 m, sono disposti in adiacenza ai pilastri esistenti in cemento armato.

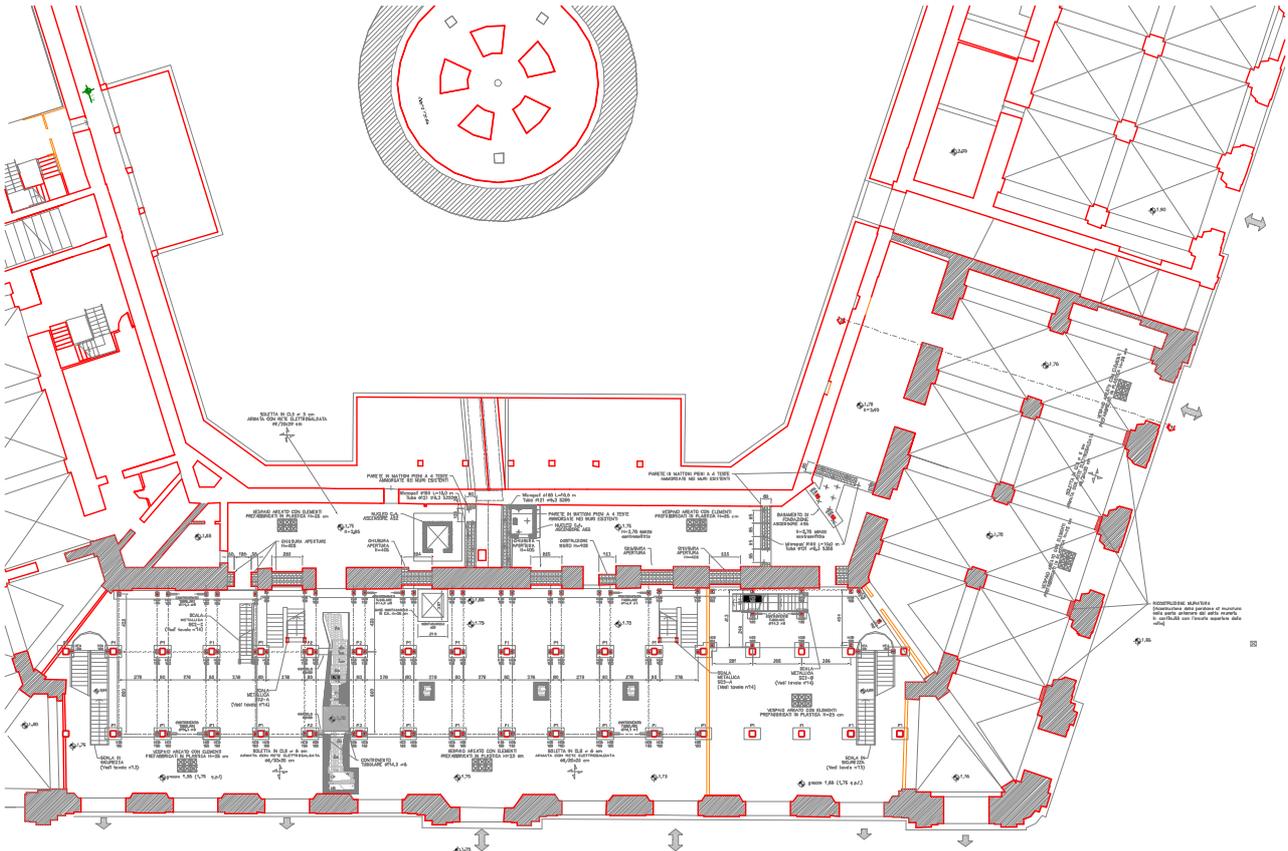


Figura 10 - Carpenteria progetto quota +1,75 m

Sempre a partire dalla prima elevazione, sulla campata adiacente alla corte interna, vengono realizzati quattro nuovi muri trasversali a quattro teste ($s = 55-58$ cm), ammassati agli esistenti e fondati su un cordolo in c.a. 80×65 cm intestato su micropali $\phi 160$ e $l = 10$ m. Queste nuove pareti trasversali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio, in modo tale da garantire un contributo irrigidente alle strutture in direzione trasversale. Si prevede, inoltre, la chiusura di alcune nicchie ed aperture con lo scopo di regolarizzare i maschi murari.

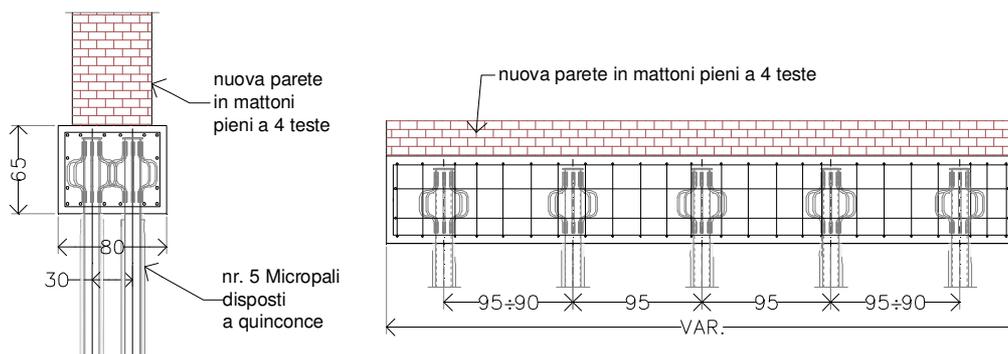


Figura 11 - Particolare della fondazione dei nuovi muri trasversali a quattro teste

A quota +4,80 m vengono realizzati dei soppalchi con struttura leggera in acciaio in adiacenza ai telai esistenti in c.a., destinati ad ospitare, rispettivamente, il laboratorio arti e mestieri ed uno spazio per banchetti e catering. Le nuove strutture si affiancano a quelle storiche senza generare interferenze né dal punto di vista statico, né dinamico. I soppalchi sono costituiti da telai orditi in direzione trasversale con montanti e traversi realizzati con profili HEB 180 in acciaio S275, mentre in direzione longitudinale sono inseriti dei controventi diagonali concentrici a V rovescia, in numero di quattro per il soppalco arti e mestieri ed in numero di due per il soppalco banchetti e catering, tutti costituiti da profili HEA 140 in acciaio S275, che si intestano su travi HEA 140. Gli orizzontamenti a sezione mista, sono formati da una lamiera grecata tipo A55/P600 da 1 mm con una soletta di completamento in calcestruzzo alleggerito per uno spessore totale di 100 mm.

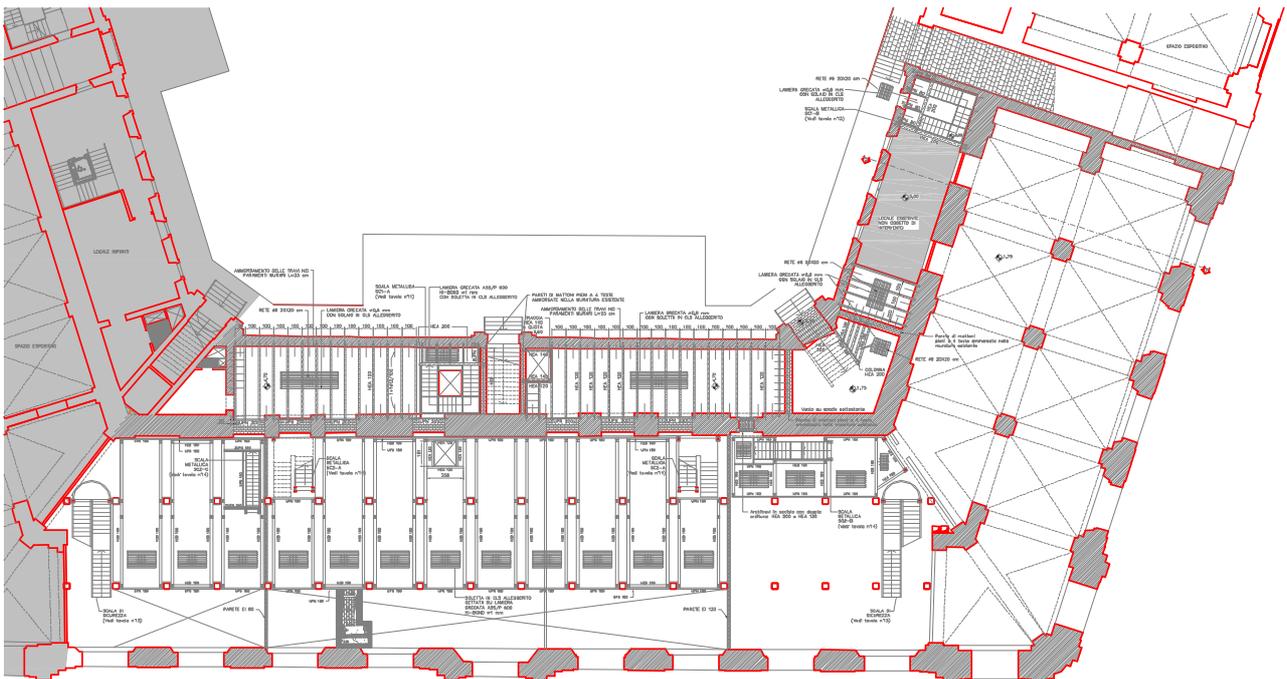


Figura 12 - Carpenteria di progetto quota +4,80 m

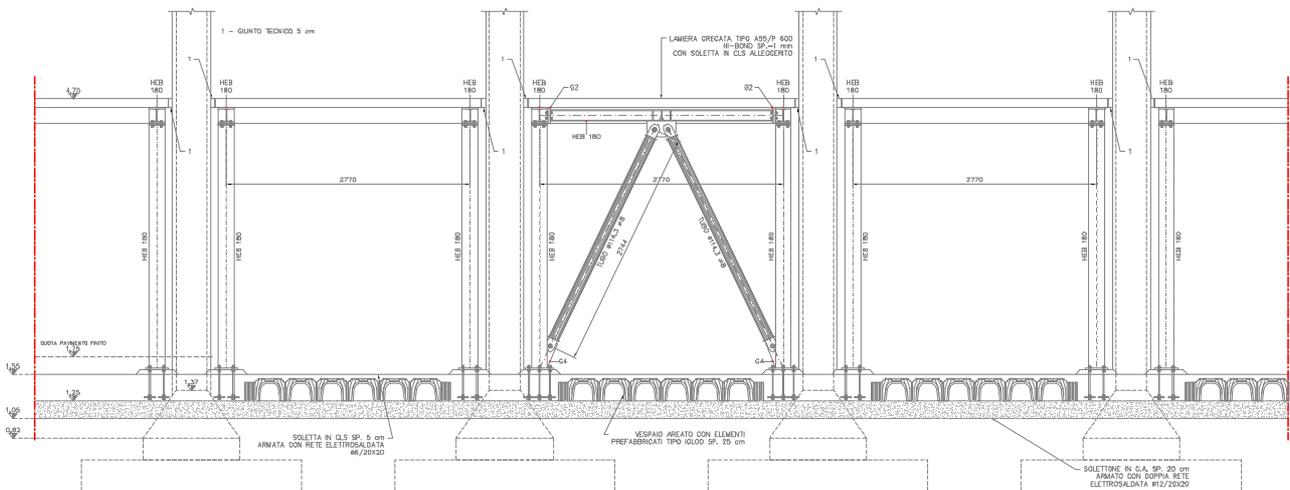


Figura 13 - Sezione longitudinale e trasversale di uno dei nuovi soppalchi in acciaio di quota +4,80 m

I telai in c.a. presentano al variare delle quote un diverso livello di degrado. In particolare le sezioni maggiormente ammalorate risultano quelle della prima elevazione dei pilastri in quanto soggette in fase di

getto a problemi di segregazione del calcestruzzo, caratteristica che allo stato attuale ha determinato una disgregazione evidente del calcestruzzo esterno in un tratto di circa 50-80 cm di lunghezza a partire dall'attuale quota del terreno. Tale tratto infatti è stato interessato da cicli asciutto-bagnato a differenza delle altre zone dello stesso pilastro che invece sono state in permanenza bagnate (zone interrato) e asciutte (zone superiori).



Figura 14 - Vista dal mare della Mole

Nelle restanti parti dei telai il degrado è comunque evidente ma rilevabile in regioni circoscritte.

Per i motivi appena esposti, sui pilastri e le travi dei telai si interverrà mediante l'applicazione di uno spessore di 4 cm di micro-calcestruzzo fibro-rinforzato ad alte prestazioni tipo "MAPEI Planitop HPC", previa rimozione dell'intonaco ed idropulitura delle superfici. Relativamente al solo tratto ammalorato dei pilastri (foto precedenti), prima dell'applicazione dello strato di rinforzo di micro-calcestruzzo con spessore 4 cm, è previsto un trattamento di risanamento della sezione del pilastro e delle armature mediante applicazione di strati di rete in PBO (poliparafenilenzobisoxazolo) in matrice inorganica.

Al contrario, per le strutture in c.a. delle solette ai diversi impalcati, l'intervento di risanamento previsto è sicuramente meno invasivo di quello necessario per i pilastri e le travi in quanto si prevede un recupero circoscritto per ristabilire le superfici di calcestruzzo ammalorato. Innanzitutto occorrerà individuare le zone soggette ad un eventuale distacco attraverso dei saggi ed una adeguata martellinatura manuale, seguirà la demolizione degli intonaci e del calcestruzzo superficiale ammalorato attraverso scalpellinatura, scarificazione meccanica oppure idrodemolizione fino alla completa asportazione di materiale ammalorato. Una volta rimosso quest'ultimo sarà possibile operare direttamente sulle barre di armatura con la spazzolatura e/o sabbiatura delle zone ossidate e successivo trattamento antiossidante. Qualora si presentasse la necessità occorrerà procedere anche all'integrazione delle barre stesse. Nella fase successiva si ricostruirà la parte di calcestruzzo ammalorato con l'uso di speciali malte tixotropiche, anti-ritiro ad alta resistenza meccanica. Infine si procederà con il rifacimento dell'intonaco realizzando fedelmente le modanature e sagomature così come l'ante-operam.

Inoltre, nelle solette, in adiacenza ai campi oggetto di demolizione, è previsto un rinforzo all'intradosso mediante l'applicazione di uno strato di fibre in materiale composito (PBO in matrice inorganica) atto ad integrare le armature in campata. Tale rinforzo si rende necessario a causa dell'interruzione della continuità strutturale della soletta che compromette il comportamento a "trave" continua. In particolare, si è

individuato un intervento mediante l'applicazione di fibre in PBO (poliparafenilenbenzobisoxazolo) e matrice inorganica stabilizzata ecocompatibile monocomponente. La fibra monostrato bidirezionale verrà applicata su un primo strato di matrice di circa 3 mm e successivamente ricoperta da un secondo strato identico al primo.

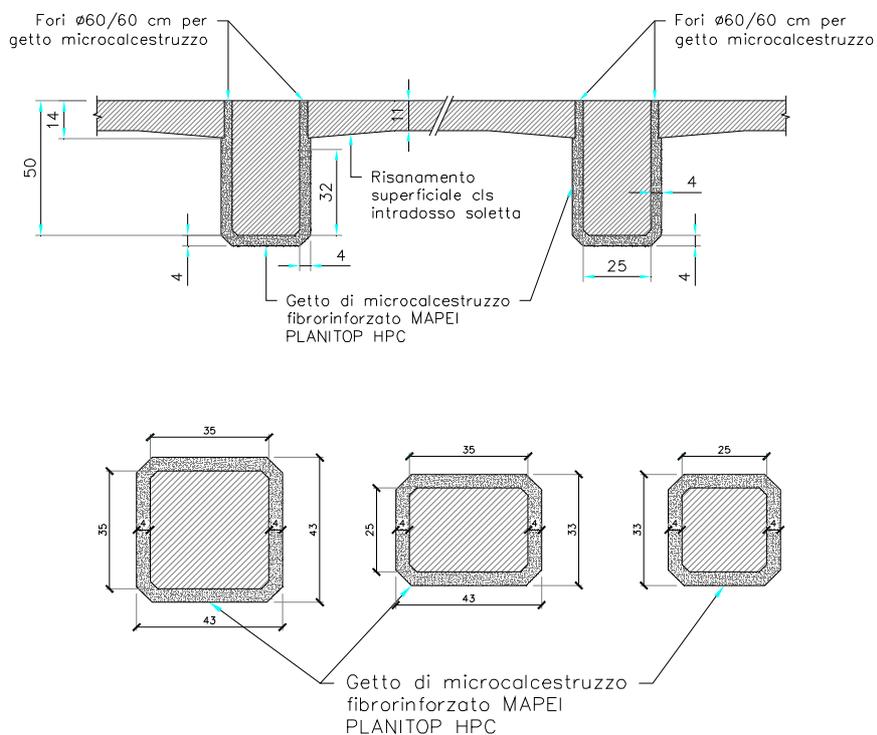


Figura 15 - Sezione trasversale dell'intervento di rinforzo sui telai in c.a. (travi e pilastri)

In concomitanza alle operazioni di consolidamento delle strutture in c.a. si provvederà anche alla realizzazione di ancoraggi tra le travi in c.a. e le pareti in muratura longitudinali di facciata esterna ed interna del lato B-C, con l'inserimento di una coppia di barre zincate filettate $\phi 16$ S355, per ciascuna testata delle travi. Le barre sono ancorate, lato muratura, ad una contro piastra 250 x 250 x 15 mm incassata nella parete, mentre lato trave si connettono a due L metalliche, a loro volta connesse alla trave mediante ancoraggi chimici (figura seguente).

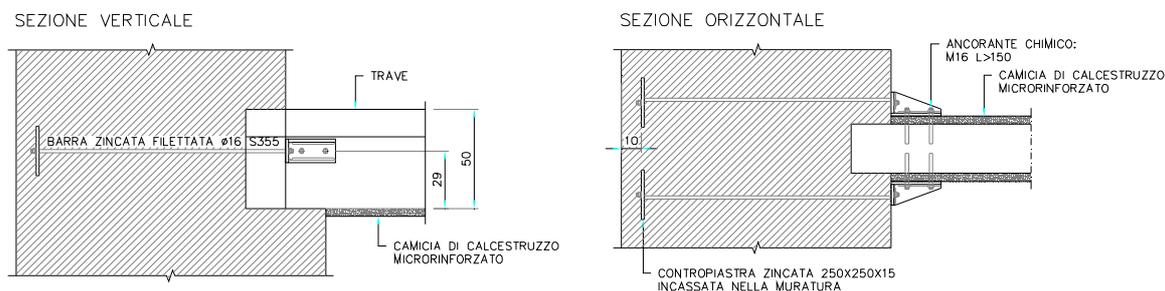


Figura 16 - Particolare dell'ancoraggio tra le travi in c.a. e la parete in muratura di facciata del lato B-C

Sulle due zone d'angolo, per migliorare la connessione tra l'impalcato in c.a. e le specchiature di solaio adiacenti e garantire un comportamento monolitico dell'intero solaio, a quota +7,80 m al di sopra delle volte esistenti, si realizza una soletta in cls strutturale alleggerito dello spessore di $s=6$ cm, armata con rete elettrosaldata $\phi 6/15 \times 15$ cm, nella quale si annegano le cuciture ($\phi 12/50$ cm) di collegamento tra le due parti.

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Per prevenire il ribaltamento delle pareti esterne della zona d'angolo si annegano in soletta n. 5 barre $\phi 16$ zincate $l=600$ cm, ancorate alle pareti esterne.

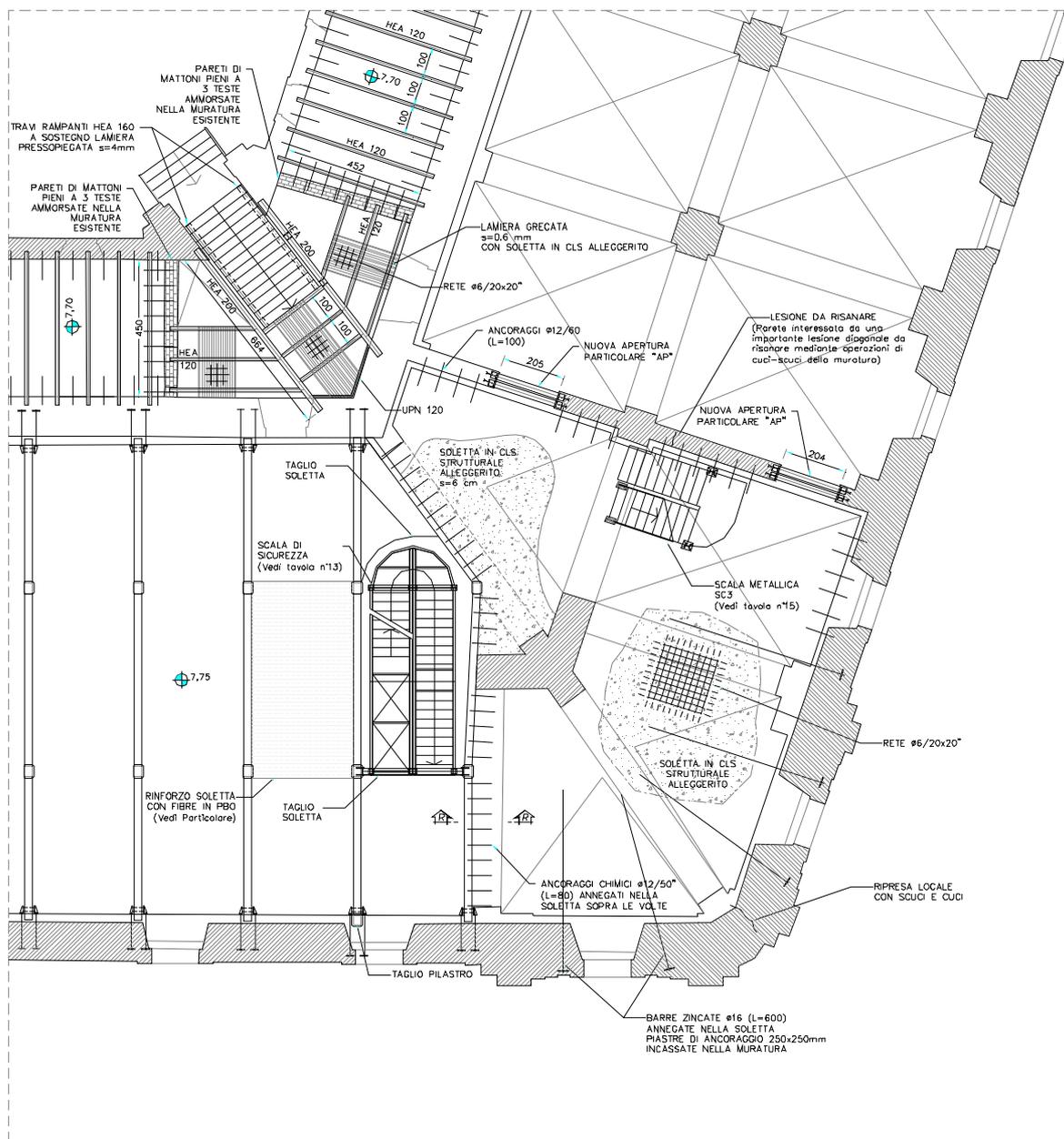


Figura 17 – Stralcio Carpenteria di progetto a quota +7,80 m

A quota +10,55 m vengono chiuse le aperture esistenti sulla parete longitudinale intermedia al fine di regolarizzare i maschi murari e vengono ricostruite, come alle altre elevazioni, le quattro pareti trasversali sulle zone di affaccio alla corte interna. Infine la trave esistente IPN 300, che si trova in adiacenza al muro trasversale dopo la zona d'angolo, viene trasformata in una catena saldando alle estremità una barra $\phi 30$ $l=1300$ mm ancorata alla muratura con una piastra 350×350 mm.

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

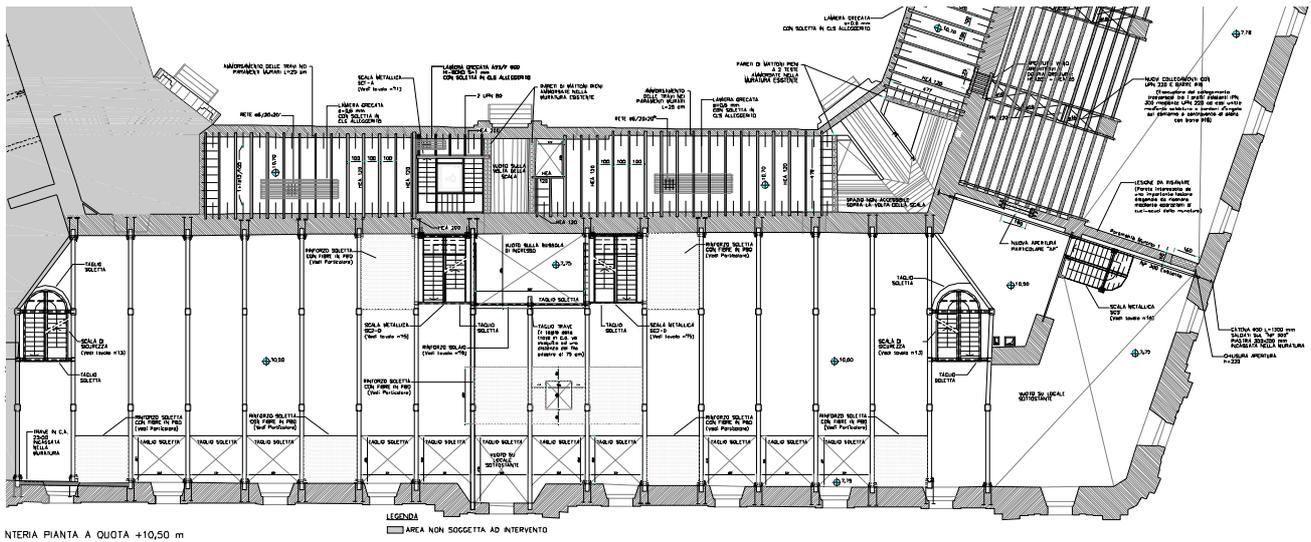


Figura 18 - Carpenteria di progetto quota +10,55 m

Per migliorare l'ammorsamento tra le pareti longitudinali e quelle trasversali e tra le pareti della zona d'angolo, vengono inserite, a quota +13,30 m, una serie di catene metalliche: due catene $\phi 30$ per ciascuna delle due pareti trasversali in muratura. Tutte le catene si ancorano alla muratura tramite piastre in acciaio 350 x 350 mm o 300 x 300 mm incassate nella muratura.

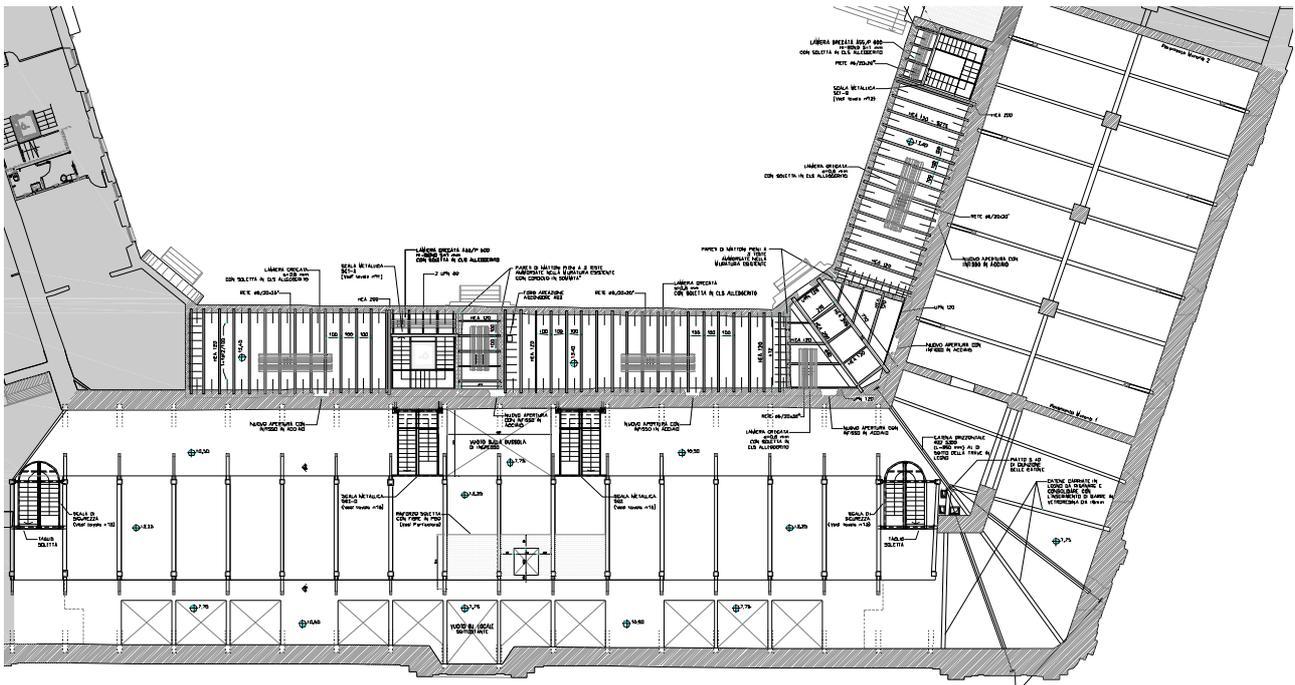


Figura 19 - Carpenteria di progetto quota +13,30 m

Alle quote +4,80 m, +7,80 m, +10,55 m e +13,30 m nella zona che si affaccia sulla corte interna della Mole, vengono realizzati dei solai con struttura leggera a sezione composta acciaio-clc costituita da travi principali HEA 120 S275, ad interasse pari ad 1 metro, connessa tramite pioli in acciaio ad una soletta in cls alleggerito di spessore medio 8 cm, gettata su lamiera grecata. La soletta in cls alleggerito, armata con rete elettrosaldata $\phi 6/20 \times 20$ cm e barre $\phi 8$ longitudinali, è ammassata alle pareti perimetrali con barre $\phi 12$ ogni 50 cm.

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

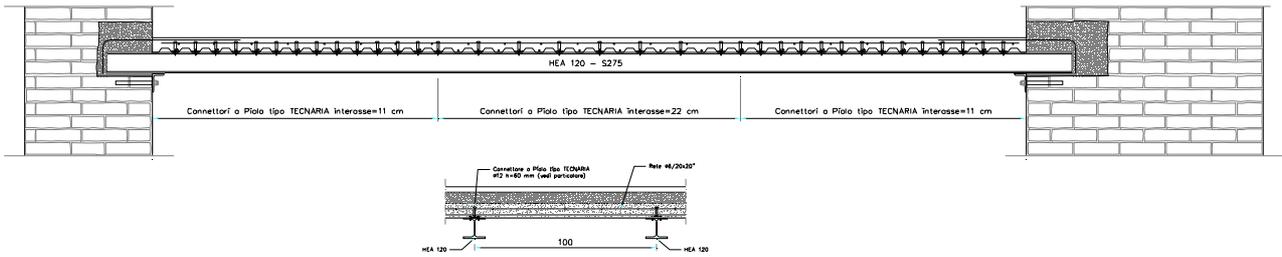


Figura 20 - Particolare della struttura dei nuovi solai in acciaio

Tra i lavori di natura strutturale va annoverata anche la realizzazione di vani scala con struttura in acciaio, che consentono la connessione tra i vari livelli del fabbricato. In particolare, le scale SC1-A e B collegano in altezza i locali delle zone interne destinate ad uffici, le scale SC2-A, B, C e D sono le scale a servizio sia dei locali della zona "Nervi", sia delle sale espositive. Con struttura metallica sono anche le due scale di sicurezza disposte agli estremi del telaio in cls "Nervi", in corrispondenza degli spigolo B e C dell'edificio.

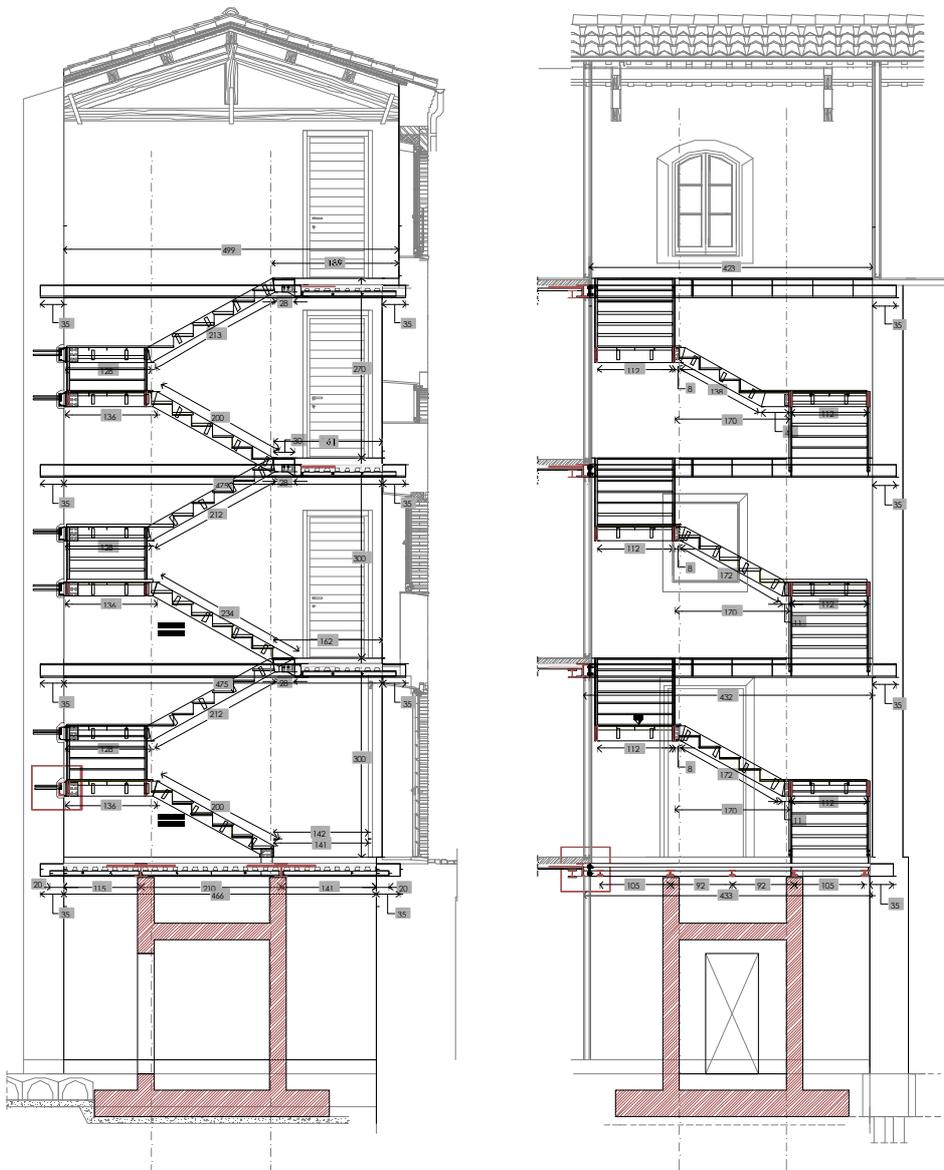


Figura 21 – Carpenteria scala SC1-A

I lavori prevedono infine il rifacimento della copertura del lato B-C, con il risanamento e la ricostruzione con protesi lignea di tutti i tratti ammalorati delle capriate, la ricostruzione dell'orditura lignea secondaria e

2 RELAZIONE SULLE INDAGINI E CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

L'acquisizione del livello di conoscenza del complesso edilizio in esame è avvenuta attraverso le seguenti fasi:

1. analisi storico critica del manufatto;
2. rilievo geometrico strutturale e analisi dei dettagli costruttivi;
3. caratterizzazione meccanica dei materiali;
4. definizione del Livello di Conoscenza (LC) e del relativo Fattore di Confidenza (FC) acquisiti.

Come già definito al paragrafo iniziale, l'edificio è di notevole interesse storico e sottoposto a tutela della Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici delle Marche, e su tale struttura sono state eseguite in tempi successivi alcune campagne di indagini sperimentali alle quali si è fatto riferimento per la determinazione delle caratteristiche dei materiali in opera. In particolare, sono stati presi in considerazione i due seguenti lavori:

- campagna di indagini e rilievo, riguardante la Mole nella sua interezza, commissionata dalla Soprintendenza ai Beni Culturali di Ancona e condotta dall'Università di Ancona (Istituto di scienza e Tecnica delle Costruzioni) nei primi anni novanta, relativamente alle strutture in calcestruzzo, in muratura e in acciaio (catene);
- campagna di indagini sperimentali e rilievo critico delle strutture condotta nel 2016, commissionata dall'Amministrazione Comunale, coordinata dall'ing. Massimo Formica e realizzata dal laboratorio prove e materiali Technogeo di Montecosaro (MC), riguardante principalmente le strutture in cls, muratura, legno e acciaio (catene) del lato B-C (zona "Nervi").

I risultati delle suddette campagne sono stati messi a disposizione dall'Amministrazione Comunale.

Limitatamente al solo lato B-C sono disponibili anche alcune tavole del progetto originale a firma dell'ing. Pierluigi Nervi.

2.1 Analisi storico-critica del manufatto

I lavori di costruzione della Mole Vanvitelliana risalgono al 1733 circa, quando Papa Clemente XII affidò all'Architetto Luigi Vanvitelli l'incarico per la costruzione della Mole, destinata ad ospitare un Lazzaretto, ove accogliere persone e merci in quarantena.

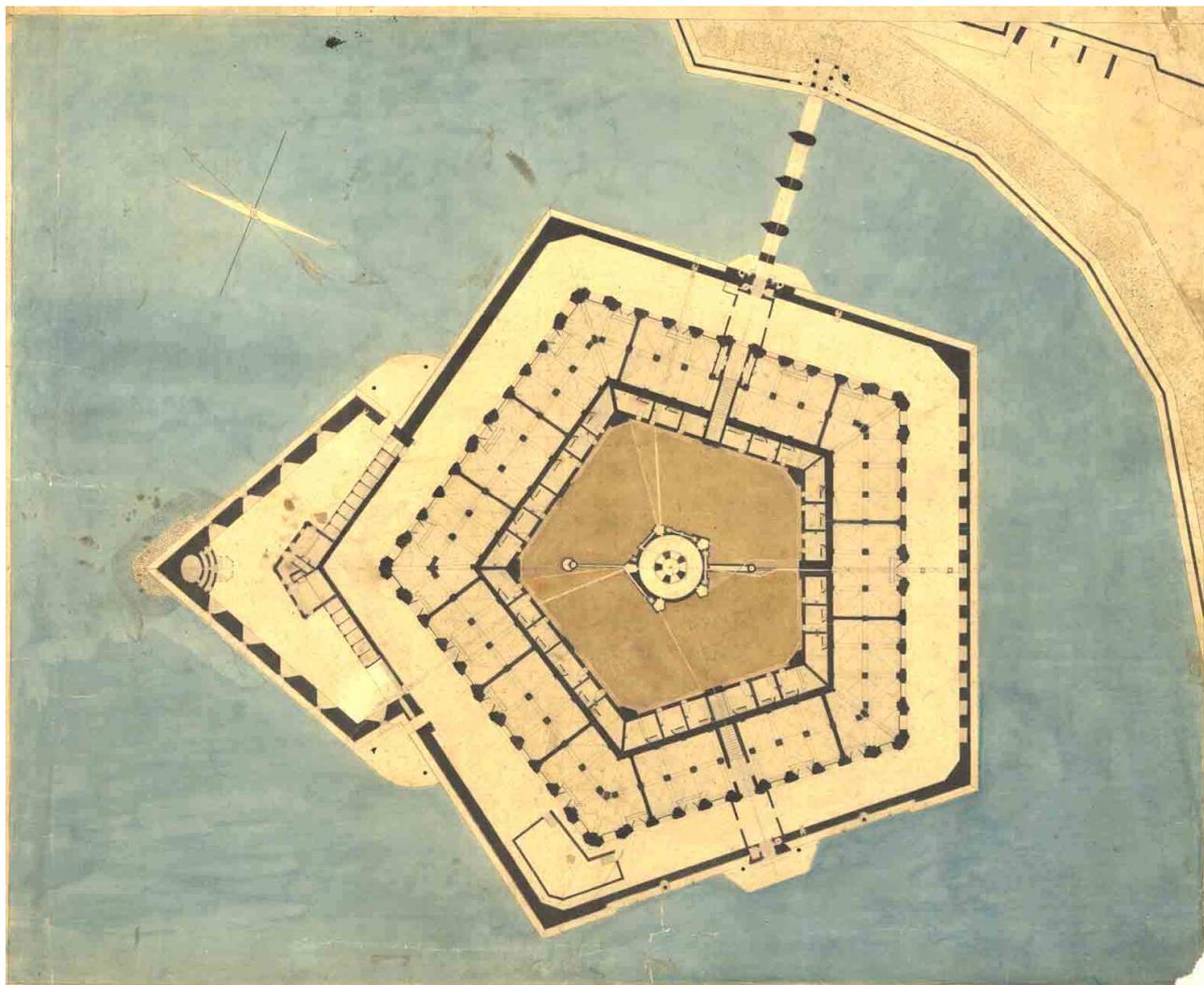


Figura 24 - Tavola acquerellata da cui si evince la struttura originale della Mole Vanvitelliana

Già dalla fine del '700 l'edificio cominciò a subire una serie di mutamenti significativi a causa delle variazioni di utilizzo del manufatto, che tra il 1780 ed il 1790 venne adibito in parte a Caserma militare ed in parte ad Ospedale. Tra il 1869 ed il 1884, anno in cui la Mole divenne per trent'anni raffineria degli zuccheri, l'edificio subì una serie di grandi trasformazioni strutturali, con l'ingresso dei binari ferroviari per permettere l'accesso delle merci. È con tutta probabilità in questo periodo che le volte a crociera della struttura originale del lato B-C vennero demolite per costruire ambienti adibiti allo stoccaggio di materiale con l'innalzamento della quota pavimento del primo livello, per poter svolgere in maniera più agevole le operazioni di carico e scarico delle merci sui convogli ferroviari. A testimonianza di quanto appena affermato si riporta una tavola, relativa al solo piano terra (primo livello), da cui si evince la demolizione delle volte originali, sostituite da una struttura costituita da una serie di tre pilastri metallici ad interasse costante e la presenza dei binari.

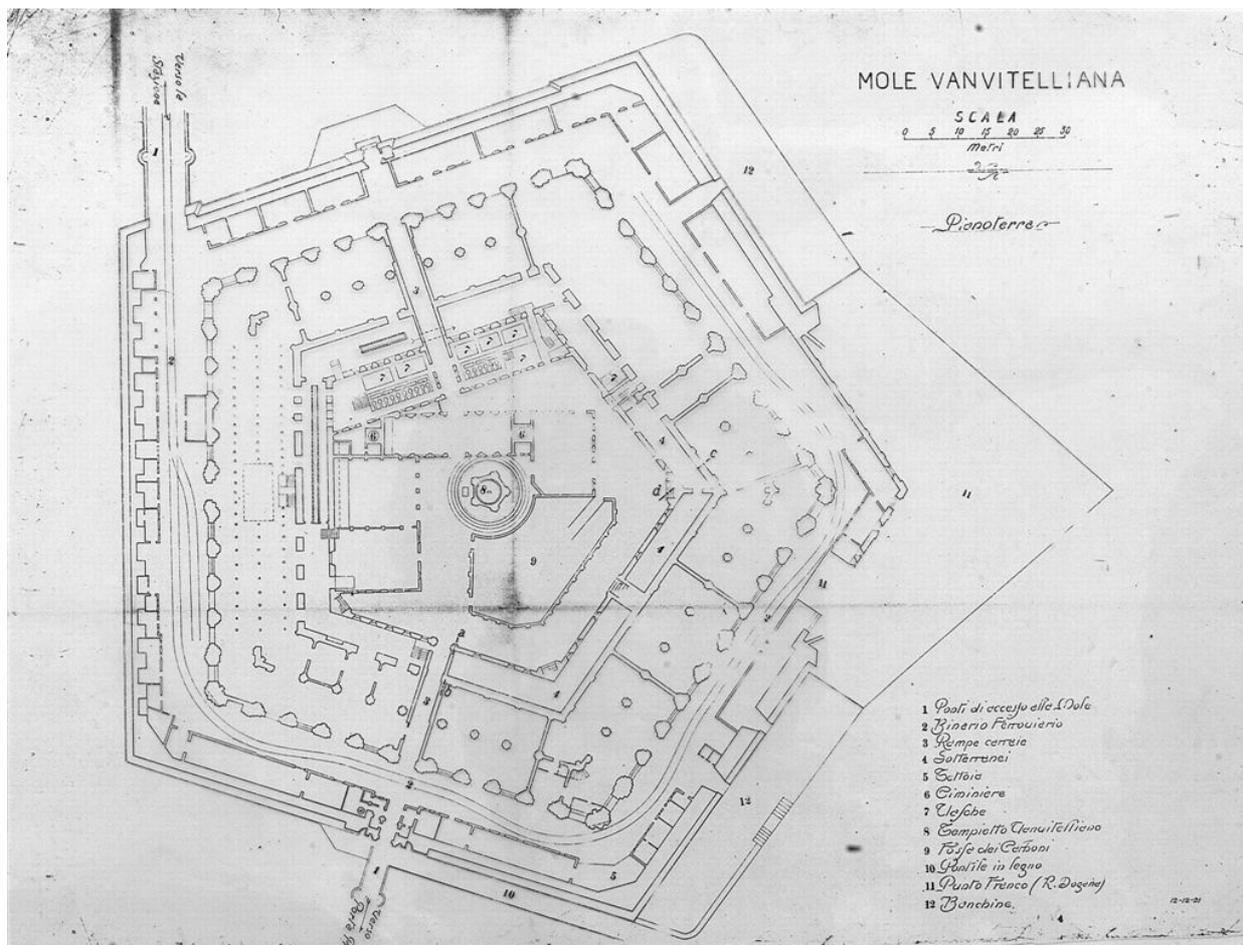


Figura 25 - Stato di fatto del piano terra della Mole Vanvitelliana nel 1921

Nel 1947 la Mole Vanvitelliana viene acquistata dall'Amministrazione dei Monopoli di Stato che la danno in gestione alla Manifattura Tabacchi di Chiaravalle, che la manterrà fino al primo gennaio 1991, momento in cui il Comune di Ancona diviene nuovamente proprietario dello stabile. Ed è proprio per adattarsi alle esigenze della nuova attività che nel 1948, il lato B-C viene trasformato in "magazzino greggi" con l'inserimento della nuova struttura in c.a. costituita da 18 telai al posto della preesistente struttura, già modificata rispetto all'originale.

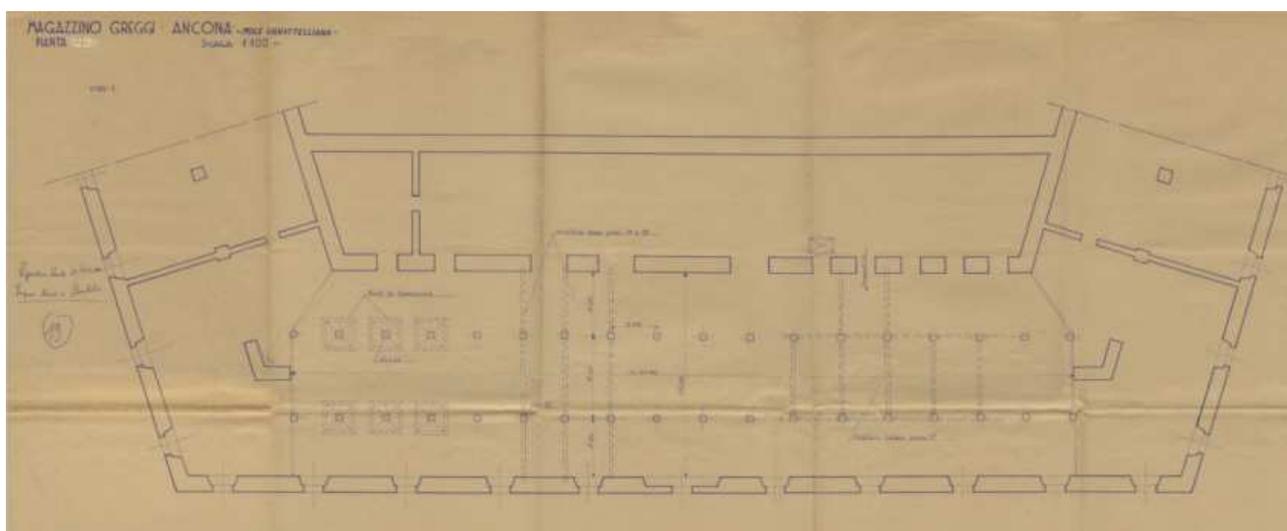


Figura 26 - Carpenteria originale di progetto del telaio "Nervi"

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

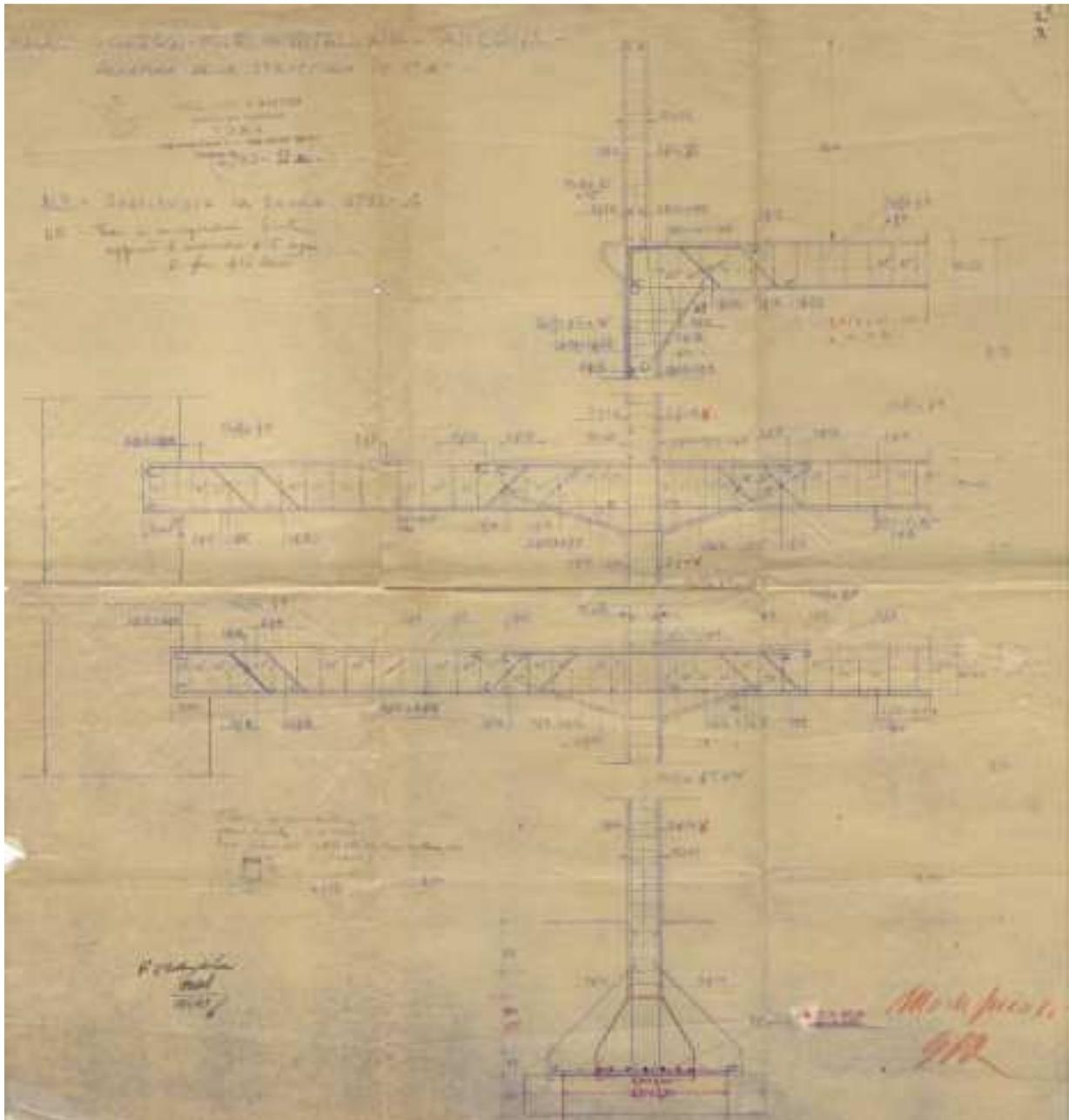


Figura 27 - Distinta delle armature dei telai in c.a.



Figura 28 - Vista dei telai in c.a. (quota +7,80 m)



Figura 29 - Vista dei telai del telai in c.a. quote +10,55 e +13,30 m

Dalle targhe tutt'ora presenti all'interno della struttura è stato possibile desumere che il carico accidentale di progetto dei telai in c.a. era pari a 500 kg/m².

Un ulteriore intervento sulle strutture è stato effettuato nel 1971 con l'inserimento di una serie di tiranti $\phi 35$ di lunghezza pari a 6 m circa, alla quota d'imposta delle reni delle volte a crociera del primo livello (2,9 m da quota pavimento). Contestualmente all'inserimento dei tiranti si è provveduto anche alla disposizione di cuciture armate nelle zone d'angolo, tramite la realizzazione di fori $\phi 45$ e l'inserimento di barre $\phi 18$, con successiva sigillatura di boiaccia cementizia.



Figura 30 - Vista delle catene inserite nel 1971 alle reni delle volte del primo livello



Figura 31 - Vista delle cuciture armate realizzate nelle zone d'angolo

Nel 2005, a seguito di un crollo parziale della copertura a causa del degrado e delle copiose infiltrazioni di acqua piovana, la copertura a "shed" del lato B-C è stata sostituita da una ondulina metallica, sostenuta da profilati ad omega ancorati alle capriate lignee preesistenti.

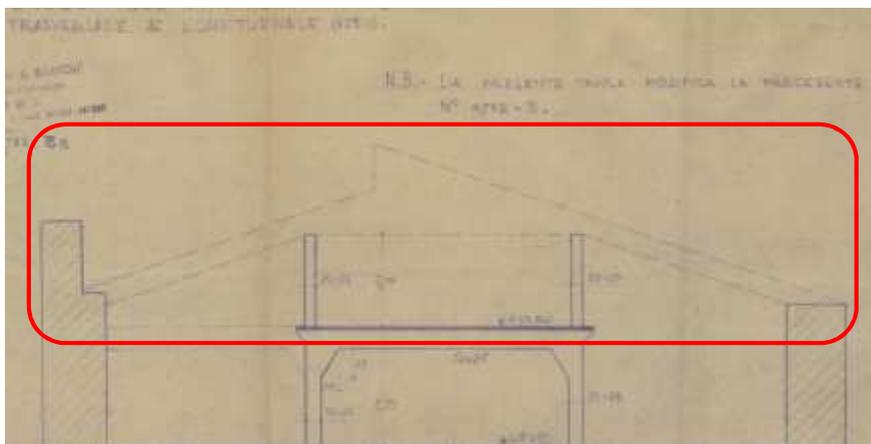


Figura 32 – Particolare della copertura originale



Figura 33 – Immagine della copertura provvisoria

2.2 Rilievo geometrico-strutturale e analisi dei dettagli costruttivi

Come già detto, trattandosi di un intervento su una porzione di un complesso più ampio già parzialmente ristrutturato, si dispone dei dati precedentemente acquisiti, relativamente ai disegni originali delle strutture, alle carpenterie con l'individuazione di alcune importanti modifiche occorse negli anni e al rilievo dello stato di fatto dell'edificio. In ogni caso, si è rivelato necessario approfondire il rilievo geometrico-strutturale del lato B-C fino a raggiungere la conoscenza dei dettagli necessaria per lo sviluppo del progetto.

Grazie al rilievo, condotto piano per piano, è stata accertata la geometria e la funzione dei vari elementi strutturali, sia in muratura, che in c.a., nonché la presenza di eventuali nicchie e cavità nelle pareti in muratura e l'individuazione dei carichi gravanti sulla struttura. Oltre agli elementi strutturali verticali, sono stati rilevati i solai, costituiti prevalentemente da solette piene in c.a. e la copertura (tipologia e orditura).

Particolare attenzione è stata riservata alla valutazione della qualità muraria delle zone d'angolo e delle pareti in cui sono visibili lesioni, con riferimento agli aspetti legati al rispetto della "regola dell'arte" e alla valutazione delle ammorsature tra le pareti. Per quanto riguarda le strutture in c.a., oltre alla valutazione dello stato di conservazione delle stesse e delle caratteristiche meccaniche dei materiali, calcestruzzo e acciaio, si è proceduto ad un attento esame del tipo e del grado di vincolo tra le pareti perimetrali in muratura e le travi dei telai in c.a..

Le fondazioni sono note, sia dai documenti di progetto, che da saggi diretti precedentemente effettuati (campagna indagini UNIAN 1991).

I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli costruttivi, hanno reso possibile la messa a punto del progetto di miglioramento sismico.

2.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Come riportato in precedenza la caratterizzazione meccanica dei materiali è stata possibile sulla base dei risultati integrati di due campagne di indagini; la prima a cura dell'Università di Ancona (1991) e la seconda, più recente, su incarico dell'Amministrazione Comunale. La sintesi dei risultati di tali lavori ed un riepilogo sui valori utilizzati in progetto è riportata nel seguito

2.3.1 Campagna di indagini UNIAN (1991)

Le indagini sono state condotte nei primi anni novanta dall'Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Ancona, sotto la responsabilità del Prof. Ing. Giovanni Menditto. Le prove effettuate, di tipo distruttivo e non, hanno riguardato la Mole Vanvitelliana nella sua interezza ed hanno avuto come scopo quello di caratterizzare compiutamente la muratura, il calcestruzzo e gli elementi metallici (catene) presenti nel complesso, di saggiare l'integrità delle strutture di fondazione e di interpretare il quadro fessurativo presente in alcune zone del complesso.

Per quanto concerne le **strutture in c.a.** sono state effettuate le seguenti indagini:

- prove con il pacometro;
- indagini ultrasoniche;
- indagini sclerometriche;
- prelievi di provini di cls (carote) su cui eseguire prove di schiacciamento;
- misurazioni della profondità di carbonatazione del cls;

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

- saggi in fondazione.

RIEPILOGO DELLE PROVE SULLE STRUTTURE IN C.A. ZONA C																
Livello	Element. strutt.		Stazioni			Piazzole		Sup.da levigare		Punti prova		Batt. Sclerometriche		Misure Ultrasoniche		Estraz.
	tipo	N.	x elem.str.	Tot.	x staz.	Tot.	x piazz.	Tot.	x piazz.	Tot.	x punto	Totale	x staz.	Tot.dir.X	Tot.dir.Y	Carote
II	pilastro	2	3	6	4	24	0.1 mq	2,4	2	48	5	240	2	12	12	2
	trave princ.	1	13	13	2	26	0.1 mq	2,6	2	52	5	260	2		26	
	trave second.															
III	pilastro	2	3	6	4	24	0.1 mq	2,4	2	48	5	240	2	12	12	1
	trave princ.	1	13	13	2	26	0.1 mq	2,6	2	52	5	260	2		26	
	trave second.															
IV	pilastro	2	3	6	4	20*	0.1 mq	2	2	40	5	200	2	8*	12	1
	trave princ.	1	5	5	2	10	0.1 mq	1	2	20	5	100	2		10	
	trave second.															
COP.	pilastro	2	2	4	4	16	0.1 mq	1,6	2	32	5	160	2	8	8	
	trave princ.															
	trave second.															
VALORI TOTALI				53				14,6		292		1460			146	4

NOTE : * Misure non eseguibili per la particolare geometria del pilastro stazione sup. dir. X

Per quanto concerne le **strutture in muratura** sono state effettuate le seguenti indagini:

- prove con martinetti piatti per determinare lo stato di tensione ed il modulo di elasticità della muratura;
- esecuzione di tracce sull'intonaco ed in zone significative delle murature;
- esecuzione di saggi sugli orizzontamenti con l'obiettivo di valutare l'eventuale ammorsamento della muratura delle volte con quella delle pareti e delle nervature perimetrali;
- saggi in fondazione;
- prelievo di campioni di muratura per l'esecuzione di prove meccaniche in laboratorio e per l'analisi chimica dei componenti delle malte.

RIEPILOGO DELLE PROVE SULLE MURATURE DELLA MOLE							
PROVE SULLE MURATURE				LIVELLI			TOT.
Tipo	DESCRIZIONE	1°	2°	3°	4°	COP	N°
TIPO (A): TRACCE NELL'INTONACO							
A1	traccia innesto setto-muratura	35	15	43	4	2	95
A2	traccia innesto setto-arco	5					5
A3	traccia a cavallo delle aperture	20	3	27	8		58
A4	traccia orizzontale	27	4	17	16	4	64
A5	traccia verticale	17		9			26
A6	traccia verticale fino estradosso orizz.	4					4
A7	traccia nel bancaletto sottofinestra			3			3
A8	traccia vert. in 3 zone distinte e sovrapp.	5		6	7		18
TIPO (B): TRACCE NELLA MURATURA							
B1	asportazione mur.circostante capochiave	1		1			2
B2	asportazione mur. interna quota capochiave		3				3
B3	asportazione fodera esterna mattoni	37		3	5		15
B4	asportazione mattoni zona innesto trave	6	6	14	12	4	42
TIPO (C): SCAVI IN FONDAZIONE							
C1	scavo a ridosso fondazione di un setto	6					6
C2	scavo a ridosso fond. di un setto demolito	3					3
C3	scavo di fondazione elemento generico	1	1				1
TIPO (D): SONDAGGI SUGLI ORIZZONTAMENTI							
D1	foro sull'orizzontamento fino alla volta			9			9
TIPO (E): PROVE DI LABORATORIO							
E1	carotaggio orizzontale	7		5			12
E2	endoscopia	15	1	24	16		56
E3	carotaggio verticale			1			1
E4	martinetti extrapiatti	18	2	23	23		66
E5	estrazione di campioni di 50 * 50 cm	2		2			4

Per quanto concerne le **catene metalliche**, si è proceduto all'esecuzione di n. 20 prove per la determinazione del tiro delle catene poste in opera negli anni '70, mediante messa in vibrazione e misurazione delle frequenze naturali di vibrazione delle stesse.

2.3.1.1 Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in c.a.

Per quanto riguarda le strutture in c.a. del telaio Nervi (lato B-C), è stato indagato il telaio n. 3 evidenziato nella figura seguente.

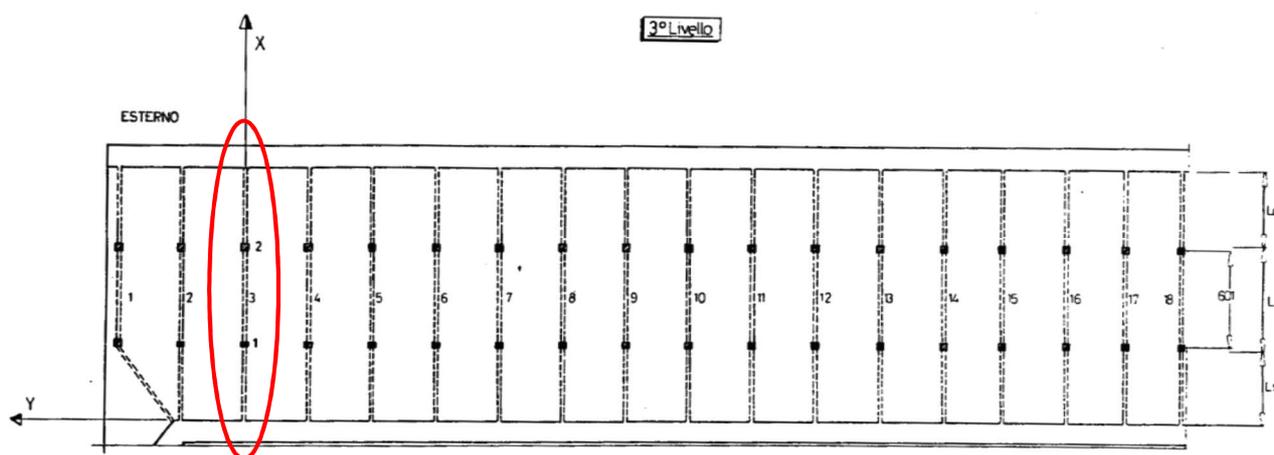


Figura 34 - Individuazione del telaio indagato

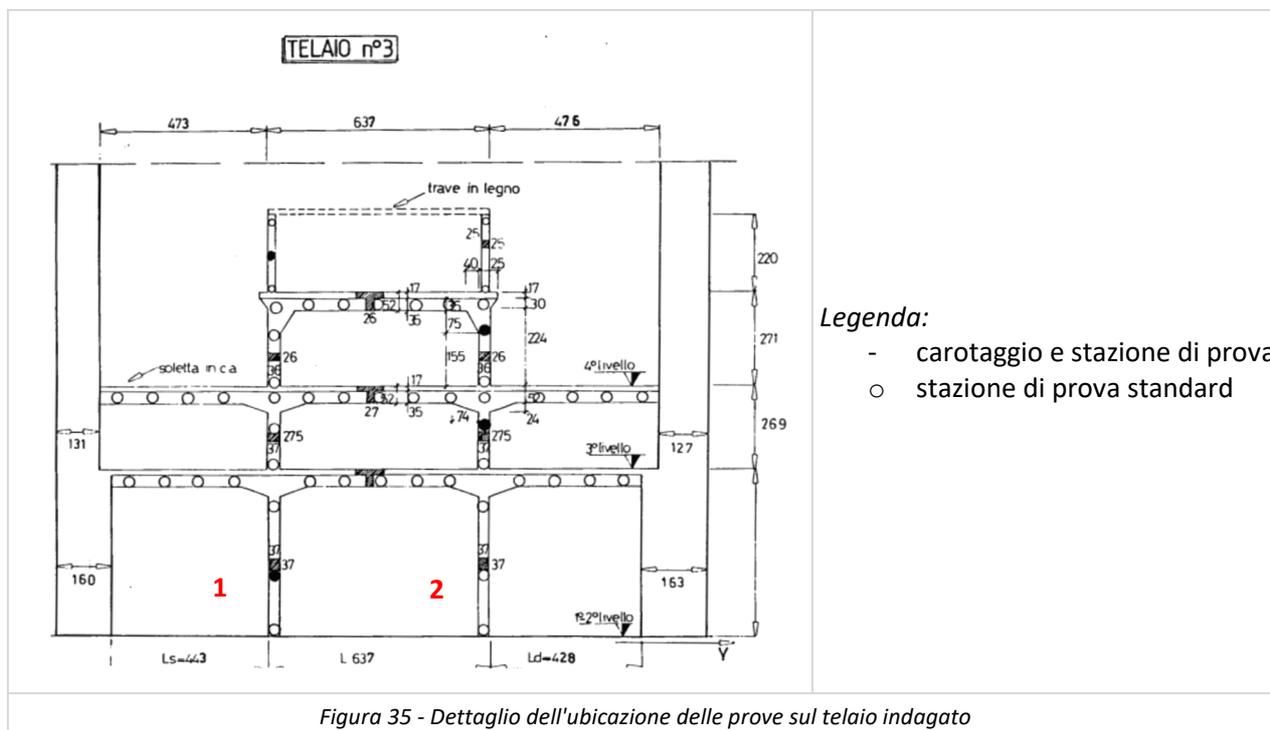


Figura 35 - Dettaglio dell'ubicazione delle prove sul telaio indagato

L'esame dei risultati ottenuti dalle indagini mostra che, per tutti gli elementi strutturali, le resistenze ed i moduli elastici hanno un incremento dal primo al terzo livello, una piccola diminuzione al quarto che diviene più accentuata in copertura.

Inoltre la resistenza del pilastro è maggiore nel punto di prova inferiore per i livelli terzo e quarto, non per il primo, ove il getto da notevole altezza ha provocato la segregazione del conglomerato, con il conseguente deposito in basso delle parti più pesanti, che ha determinato una zona di minor resistenza.

Infine i pilastri, con l'eccezione del pilastro 1 al primo livello, hanno caratteristiche elasto-meccaniche simili alle travi in tutti i livelli esaminati.

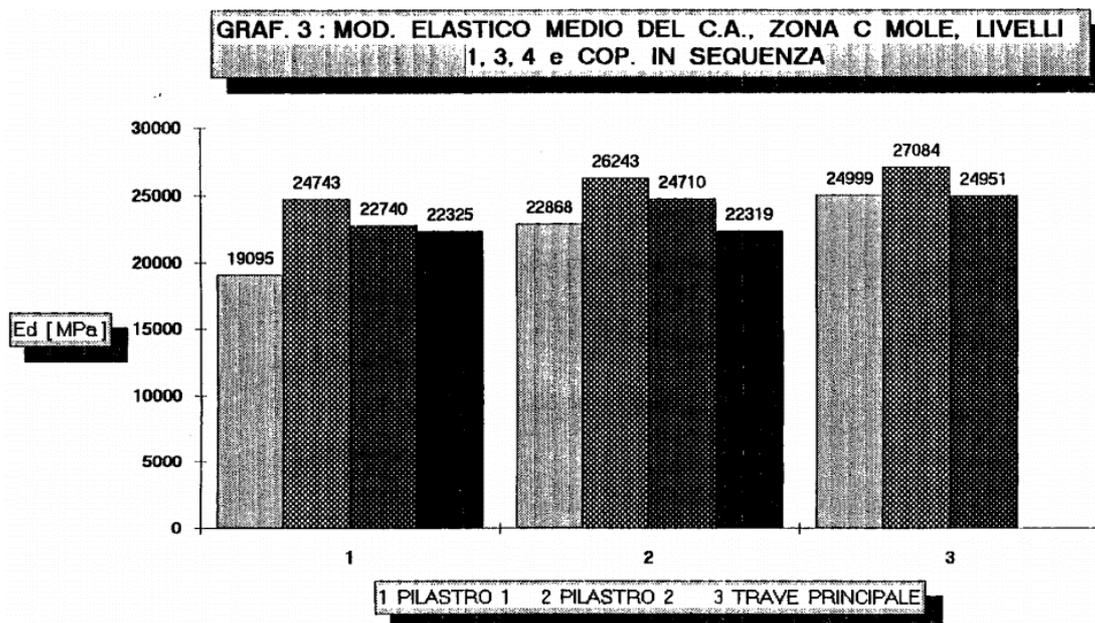


Figura 36 - Valori del modulo di elasticità medio delle strutture in c.a. del telaio "Nervi"

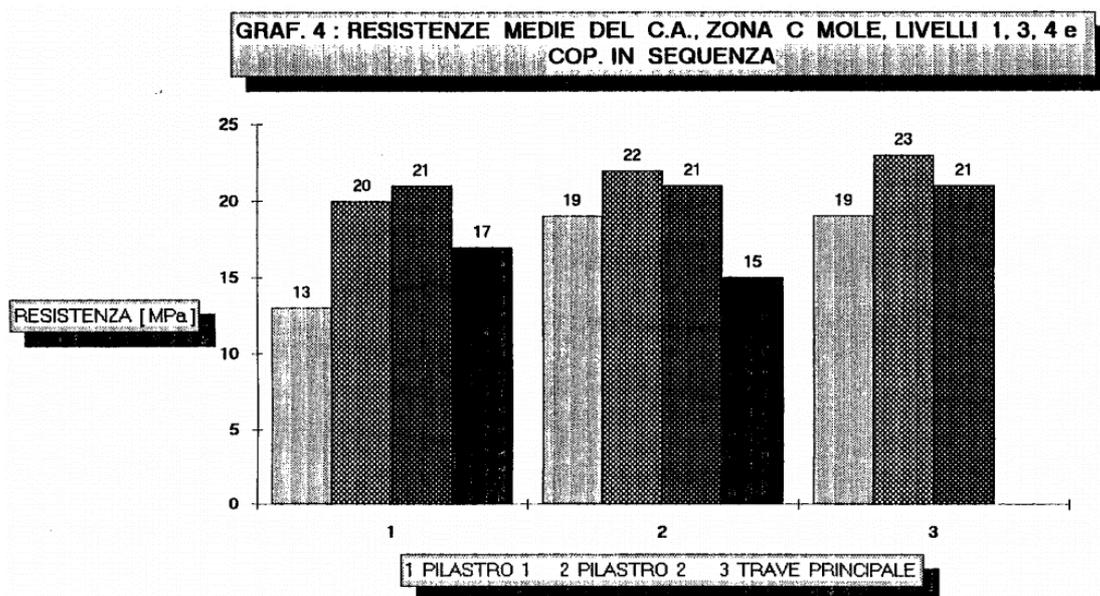


Figura 37 - Valori delle resistenze medie delle strutture in c.a. del telaio "Nervi"

Sintetizzando ulteriormente si può assumere per il cls una resistenza media di circa 19 MPa e un modulo di elasticità $E_c = 23.000 \text{ MPa}$.

2.3.1.2 Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in muratura

Le indagini eseguite sulle strutture in muratura sono volte a determinare:

- le caratteristiche delle volte e l'esistenza o meno di ammorsamenti con le nervature e le pareti;
- lo stato tensionale e il modulo di elasticità delle strutture.

2.3.1.2.1 Caratteristiche delle volte

Sono stati realizzati tre fori sugli orizzontamenti, spinti fino alla superficie estradossale delle volte, in una zona d'angolo della Mole, da cui si evince che l'altezza del rinfiango in chiave è pari a 16 cm ed il materiale di riempimento è di tipo incoerente a grana fine il cui peso specifico è stimabile in 18 kN/m^3 . Strutturalmente le volte a crociera sono costituite da mattoni disposti a coltello con uno spessore di 14 cm e sulle superfici estradossali non sono presenti nervature. La muratura delle volte non è ammortata a quella delle nervature perimetrali.

2.3.1.2.2 Indagini con i martinetti piatti

Sono state eseguite tre prove per la determinazione del modulo di deformabilità della muratura e nove prove per la determinazione dello stato tensionale, sia sui maschi che sui pilastri in muratura. Si riportano i diagrammi tensioni-deformazioni ottenuti durante la fase di determinazione delle caratteristiche di deformabilità della muratura.

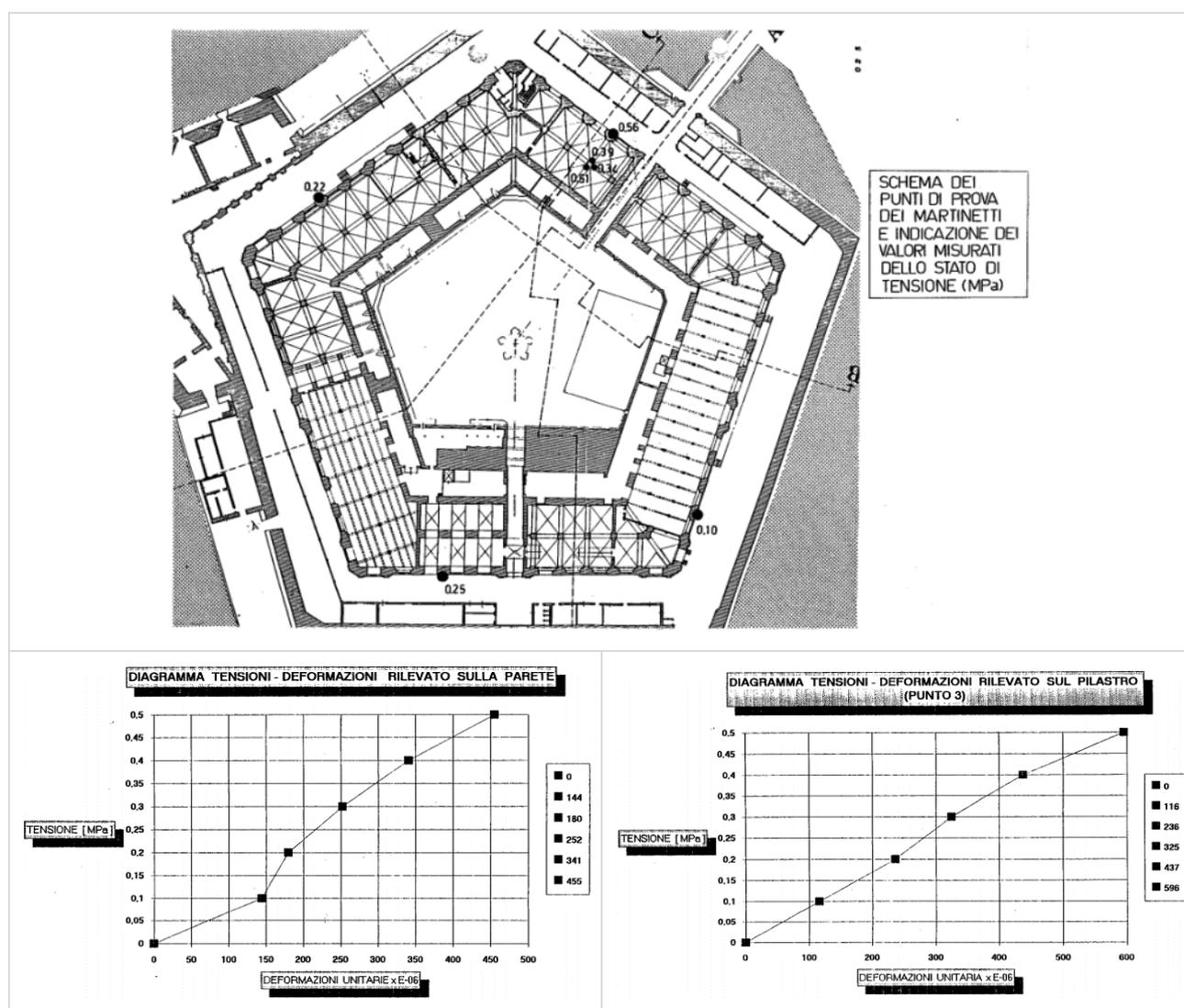


Figura 38 – Sintesi delle prove con martinetti piatti: stato tensionale sui setti e sulle pareti e legame tensioni-deformazioni

2.3.1.2.3 Sintesi dei risultati e caratteristiche della muratura

La pareti in muratura si presentano compatte e di notevole spessore (1,6 m nelle pareti longitudinali del primo livello, 1,3 m nel successivo e 2,1 m nelle zone d'angolo del primo livello); la muratura è costituita da due cortine di mattoni pieni a due teste, mentre il riempimento, anch'esso molto compatto, è costituito da mattoni pieni messi all'incerta. La malta è a base pozzolanica priva di gesso.



Figura 39 - Stratigrafia della muratura che costituisce la Mole

Dalle indagini eseguite sono emersi i seguenti parametri: peso specifico di 18 kN/m^3 , modulo di elasticità $E = 10.000 \text{ MPa}$ e coefficiente di Poisson $\nu = 0,2$.

2.3.1.3 Risultanze delle prove eseguite sulle strutture metalliche

Come anticipato in precedenza, le prove sulle strutture metalliche hanno interessato le catene inserite alla quota delle reni delle volte del primo livello nel 1971. Le prove sono state eseguite con un oscilloscopio che consente la determinazione della frequenza di oscillazione naturale della catena, da cui ricavare il tiro di ciascuna catena.

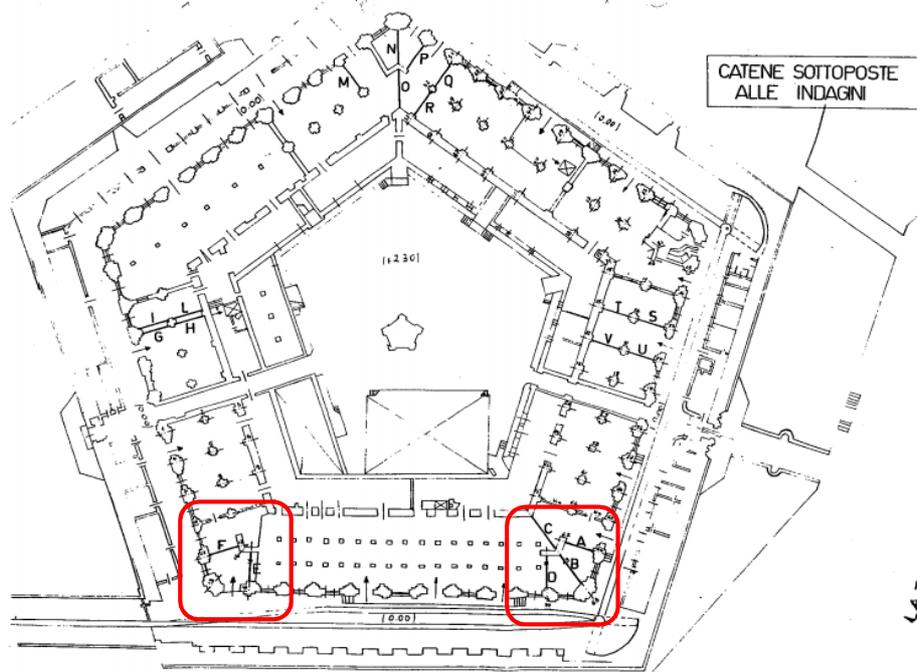
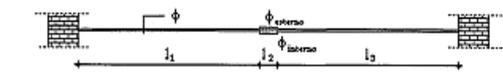


Figura 40 - Individuazione delle catene sottoposte a prova



Caratteristiche geometriche delle catene sottoposte a prova

stazione	l1 [m]	l2 [m]	l3 [m]	d [cm]	dest [cm]	dint [cm]
A	2,86	0,30	2,86	3,5	5,1	3,5
B	3,41	0,30	3,41	3,5	5,1	3,5
C	3,65	0,30	3,65	3,5	5,1	3,5
D	3,00	0,30	3,00	3,5	5,1	3,5
E	2,98	0,30	2,98	3,5	5,1	3,5
F	3,01	0,30	3,01	3,5	5,1	3,5
G	2,89	0,30	2,89	3,5	5,1	3,5
H	2,87	0,30	2,87	3,5	5,1	3,5
I	2,90	0,30	2,90	3,5	5,1	3,5
L	2,88	0,30	2,88	3,5	5,1	3,5
M	2,99	0,30	2,99	3,5	5,1	3,5
N	3,51	0,30	3,51	3,5	5,1	3,5
O	3,75	0,30	3,75	3,5	5,1	3,5
P	3,02	0,30	3,02	3,5	5,1	3,5
Q	3,00	0,30	3,00	3,5	5,1	3,5
R	2,98	0,30	2,98	3,5	5,1	3,5
S	3,04	0,30	3,04	3,5	5,1	3,5
T	3,01	0,30	3,01	3,5	5,1	3,5
U	3,03	0,30	3,03	3,5	5,1	3,5
V	3,02	0,30	3,02	3,5	5,1	3,5

Tensioni delle catene ricavate dalle prove sperimentali

stazione	f [Hz]	L [m]	p [N*sec ² /m ³]	T [kN]
A	10,10	6,02	7,774	114,96
B	8,15	7,12	7,814	105,25
C	6,60	7,60	7,827	78,77
D	9,20	6,31	7,692	103,69
E	7,65	6,27	7,958	73,24
F	8,00	6,32	7,955	81,34
G	6,15	6,08	7,740	43,29
H	6,85	6,04	7,822	53,56
I	9,35	6,11	7,873	102,78
L	8,80	6,06	7,845	89,24
M	8,05	6,28	7,823	79,97
N	5,65	7,32	7,813	53,46
O	6,55	7,81	7,833	81,99
P	7,60	6,34	7,723	71,72
Q	9,60	6,30	7,691	112,53
R	9,65	6,26	7,812	114,03
S	8,25	6,38	7,802	86,46
T	9,50	6,32	7,955	114,70
U	8,75	6,36	7,952	98,51
V	8,37	6,35	7,953	89,86

N. B.: la densità lineare è stata ottenuta come media della distribuzione dei pesi lungo la catena; mentre la tensione nella catena è stata ricavata con la seguente relazione:

$$T = 4 * L^2 * f^2 * p$$

Figura 41 – Tiro nelle catene

2.3.1.4 Indagini sulle fondazioni esistenti

Per la caratterizzazione delle strutture fondali della Mole Vanvitelliana sono stati eseguiti n. 15 saggi, di cui uno relativo alla fondazione di un pilastro in c.a. del telaio "Nervi".

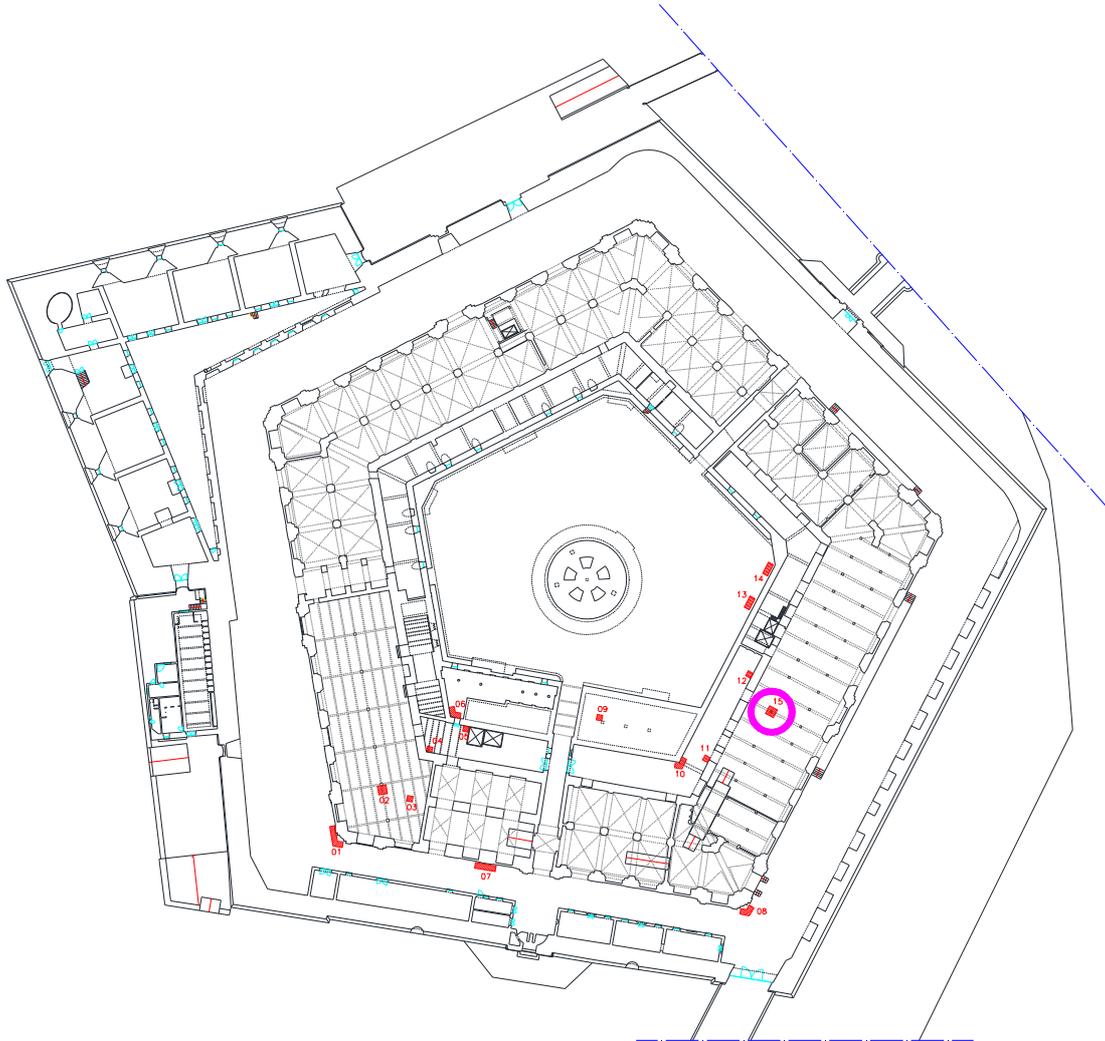


Figura 42 - Ubicazione dei sondaggi in fondazione



Figura 43 - Immagini dello scavo n. 15

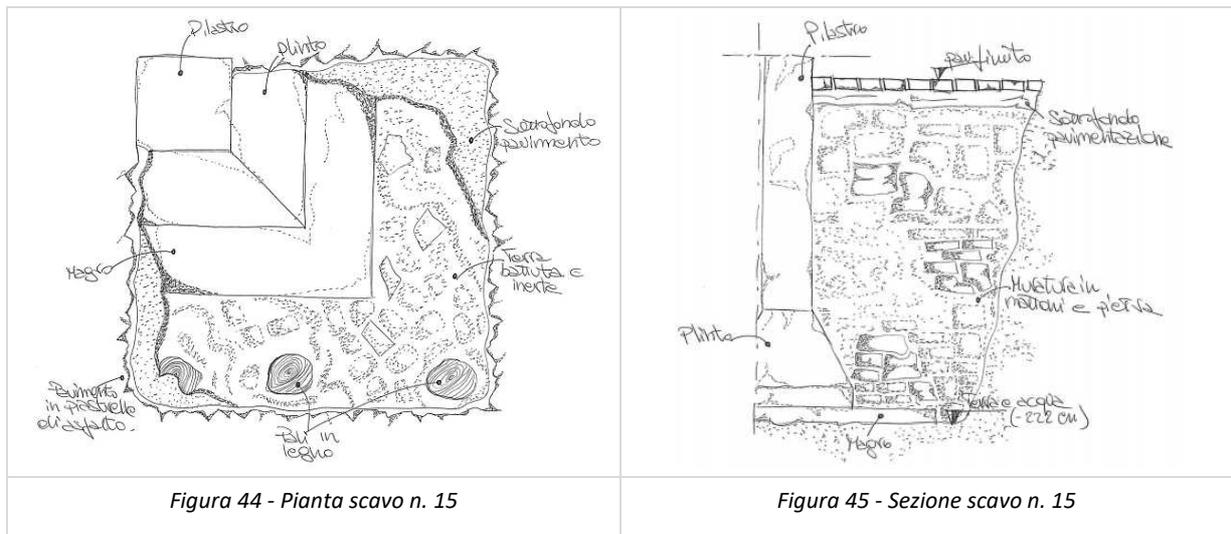


Figura 44 - Pianta scavo n. 15

Figura 45 - Sezione scavo n. 15

2.3.2 Campagna di indagini Amministrazione Comunale (2016)

Al fine di integrare ed aggiornare i dati a disposizione sulle caratteristiche delle strutture (campagna UNIAN 1991), ed allinearli alle richieste previste dalle attuali norme rappresentate dal D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, dalla Circolare 02.02.2009 “Istruzioni per l’applicazione delle nuove tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008”, e, relativamente all’opera in oggetto, trattandosi di bene tutelato, anche dalle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)”, l’Amministrazione Comunale nel corso dell’anno 2016 ha predisposto l’esecuzione di una nuova campagna diagnostica.

Il lavoro, coordinato dall’ing. Massimo Formica, ha interessato le strutture in calcestruzzo della zona “Nervi”, le pareti ed i pilastri muratura, le catene metalliche delle volte ed le strutture in legno della copertura.

Per le opere in calcestruzzo (al fine del conseguimento del livello di conoscenza LC3) sono state eseguiti sui pilastri, sulle travi e sulle solette, per diversi telai ed a differenti quote:

- 11 carotaggi per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale;
- 33 stazioni di misura SonReb, per la misura combinata della durezza superficiale del getto mediante sclerometro e delle velocità soniche;
- misura e ricerca mediante pacometro a riluttanza magnetica per la rilevazione dei ferri d’armatura, del loro diametro e dello spessore del copriferro (eseguite sui telai n.3 e n.9);
- 4 prelievi in sito di barre di armatura e relativa prova di trazione, per la determinazione della resistenza caratteristica e la tipologia del materiale;
- 11 prove di carbonatazione seguite sulle carote prelevate per determinare la profondità di carbonatazione;
- 2 prove di carico eseguite sulle solette in cls, con carico uniformemente distribuito mediante serbatoio flessibile ad acqua (impronta di carico massima 6,00 x 3,00 m), per un carico massimo di 5,00 kN/m².

Per le strutture in muratura sono state eseguite:

- 30 indagini endoscopiche, per la determinazione dei materiali e di tessitura della muratura, nonché dell’eventuale presenza di cavità o lesioni interne e discontinuità strutturali;
- 5 prove con martinetto piatto singolo (ASTM C1196:1991), per la valutazione dello stato di tensione interno ai paramenti murari;
- 2 prove mediante martinetto piatto doppio, per la valutazione della deformabilità delle murature;
- sondaggi localizzati per l’ispezione visiva di porzioni murarie.

Per le catene in acciaio delle volte sono state eseguite:

- 3 prove dinamiche per la valutazione della sollecitazione di trazione assiale in esercizio.

Per le strutture in legno sono state eseguite in un numero significativo di capriate in legno della zona “Nervi” e delle sale espositive:

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

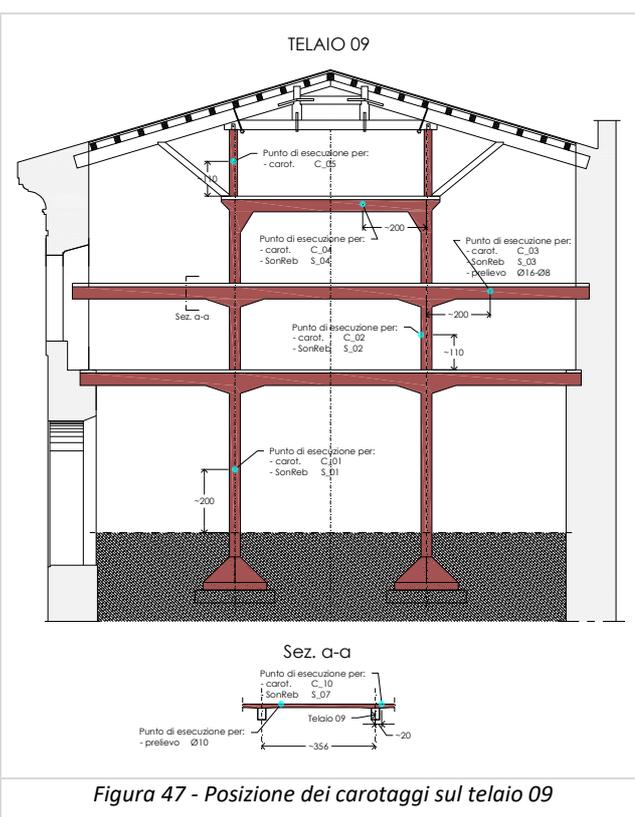
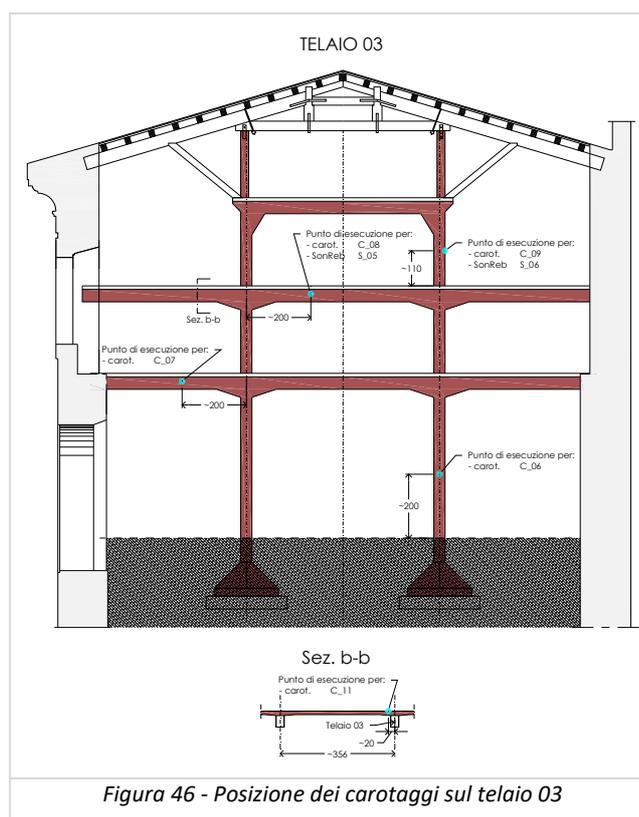
- 20 prove con penetrometro Resistograph per la verifica di ammaloramenti nella zona di appoggio con la muratura portante (testate delle travi);
- 8 indagini visive di capriate in legno (secondo norma UNI 11119) con rilievo geometrico, identificazione della specie, valutazione del degrado, valutazione della qualità meccanica (classificazione) e valutazione della efficienza delle unioni;
- 4 prelievi di campioni di legno eseguito mediante trivella di Pressler, comprese l'esecuzione di analisi per la determinazione della specie legnosa mediante indagine microscopica.

Sono state inoltre eseguite ispezioni visive sulle strutture esterne e sulla copertura tramite utilizzo di piattaforma aerea ed internamente tramite trabattello mobile in tubolare.

2.3.2.1 Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in c.a.

2.3.2.1.1 Carotaggi sul cls

Sono state eseguite 11 prove di estrazione diretta di carote per la determinazione della resistenza del calcestruzzo sui telai 03 e 09 e sulle solette prossime agli stessi telai. Le carote da C01 a C05 sono relative al telaio 09, mentre le carote da C06 a C09 sono sul telaio 03. Le carote C10 e C11 sono ricavate dalle solette rispettivamente in prossimità del telaio 09 e 03.



CAROTA	f_c [N/mm ²]	ϕ	h/ϕ	f_{cil} [N/mm ²]	$f_{cil,conv}$ [N/mm ²]	$R_{cub,conv,28}$ [N/mm ²]
C_01 (pilastro)	10,10	94	2	10,10	11,88	14,32
C_02 (pilastro)	13,50	94	2	13,50	15,88	19,14
C_03 (trave)	12,50	94	2	12,50	14,71	17,72
C_04 (trave)	9,40	94	2	9,40	11,06	13,32
C_05 (pilastro)	13,00	94	2	13,00	15,29	18,43
C_06 (pilastro)	7,50	94	2	7,50	8,82	10,63
C_07 (trave)	10,20	94	2	10,20	12,00	14,46

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

C_08 (trave)	10,40	94	2	10,40	12,24	14,74
C_09 (pilastro)	13,40	94	2	13,40	15,76	18,99
				Valori medi	13,07	15,75

Tabella 1 - $R_{cub,conv,28}$ determinata sulle carote prelevate da travi e pilastri

CAROTA	f_c [N/mm ²]	ϕ	h/ ϕ	f_{cil} [N/mm ²]	$f_{cil,conv}$ [N/mm ²]	$R_{cub,conv,28}$ [N/mm ²]
C_10 (soletta)	34,20	74	1	27,36	32,19	38,78
C_11 (soletta)	24,20	74	1	19,36	22,78	27,44
				Valori medi	27,48	33,11

Tabella 2 - $R_{cub,conv,28}$ determinata sulle carote prelevate dalle solette

I valori derivanti da carote prelevate da travi e pilastri sono risultati mediamente differenti dai valori misurati sulle carote prelevate dalle solette, questi ultimi con resistenze maggiori. Per tali motivi, l'interpretazione delle prove è stata fatta separatamente.

2.3.2.1.2 Prove SonReb

La struttura in c.a. del telaio "Nervi" è stata indagata mediante l'esecuzione di 33 punti di misurazione non distruttivi SonReb. L'operazione di taratura delle curve di letteratura è stata effettuata tramite i risultati di 6 campioni prelevati, tramite carotaggio, da travi e pilastri. Sono stati utilizzati valori della resistenza ottenuti dall'applicazione delle curve di correlazione suggerite in letteratura [Giacchetti - Lacquaniti (G.-L.) curva (1), Gasparik (G.) curva (2), De Leo – Pascale (D.-P.) curva (3)] e da una curva specifica di correlazione adattata al sito.

SonReb	Elemento	$R_{c,conv,28}$		
		G.- L. (1)	G. (2)	D.- P. (3)
		12,06	12,82	12,66
S02	Pilastro	15,68	15,68	15,97
S03	Trave	19,64	18,90	19,21
S04	Trave	18,59	18,28	18,13
S05	Trave	15,34	15,54	15,54
S06	Pilastro	16,93	17,01	16,71
S08	Pilastro	16,65	16,69	16,55
S09	Pilastro	20,56	19,15	20,47
S10	Trave	15,43	15,17	16,10
S11	Trave	28,67	24,42	27,80
S12	Pilastro	24,78	22,01	24,23
S13	Pilastro	14,42	14,46	15,10
S14	Pilastro	8,07	9,42	8,89
S15	Trave	18,90	17,91	19,05
S16	Trave	17,17	16,73	17,40
S17	Pilastro	11,31	11,97	12,21
S18	Pilastro	16,99	16,83	16,99
S19	Trave	23,47	21,18	23,03
S20	Trave	32,33	26,77	30,91
S21	Pilastro	26,60	23,00	26,08
S22	Pilastro	34,86	28,42	32,97
S23	Pilastro	11,87	12,68	12,48
S24	Trave	25,64	22,70	24,86
S25	Trave	23,62	21,41	23,01
S26	Pilastro	7,86	9,09	8,83
S27	Pilastro	15,52	15,57	15,82
S28	Trave	25,37	22,39	24,78
S29	Trave	26,43	22,90	25,93
S30	Trave	23,99	21,22	23,84
S31	Pilastro	16,17	16,03	16,45
S32	Pilastro	16,22	15,95	16,62
S33	Trave	19,97	19,12	19,52
Valore medio		19,41	18,17	19,32

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Tabella 3 - Resistenze $R_{c,conv,28}$ stimate tramite le curve in letteratura

Elemento	SonReb	Costanti			Resistenza linearizzata	Differenza al quadrato	Resistenza linearizzata	Resistenza $R_{c,conv,28}$
		a	b	c				
		-17,18	2,70	-0,60				
Pilastro	S01				2,70	0,00	2,70	14,95
Pilastro	S02				2,86	0,01	2,86	17,45
Trave	S03				2,88	0,00	2,88	17,75
Trave	S04				2,77	0,03	2,77	15,94
Trave	S05				2,78	0,01	2,78	16,12
Pilastro	S06				2,72	0,05	2,72	15,22
		Somma dei quadrati delle differenze delle resistenze				0,10		
Pilastro	S08						2,76	15,75
Pilastro	S09						3,08	21,86
Trave	S10						3,02	20,54
Trave	S11						3,38	29,23
Pilastro	S12						3,22	25,11
Pilastro	S13						2,95	19,14
Pilastro	S14						2,48	11,91
Trave	S15						3,05	21,19
Trave	S16						2,95	19,18
Pilastro	S17						2,83	16,91
Pilastro	S18						2,83	16,97
Trave	S19						3,17	23,74
Trave	S20						3,45	31,39
Pilastro	S21						3,35	28,56
Pilastro	S22						3,47	32,21
Pilastro	S23						2,69	14,71
Trave	S24						3,21	24,67
Trave	S25						3,12	22,65
Pilastro	S26						2,59	13,30
Pilastro	S27						2,85	17,27
Trave	S28						3,25	25,74
Trave	S29						3,35	28,38
Trave	S30						3,30	27,15
Pilastro	S31						2,89	18,02
Pilastro	S32						2,95	19,16
Trave	S33						2,89	18,07
							Valore medio	20,63

Tabella 4 – Resistenze $R_{c,conv,28}$ ottenute dal metodo della correlazione adattata al sito

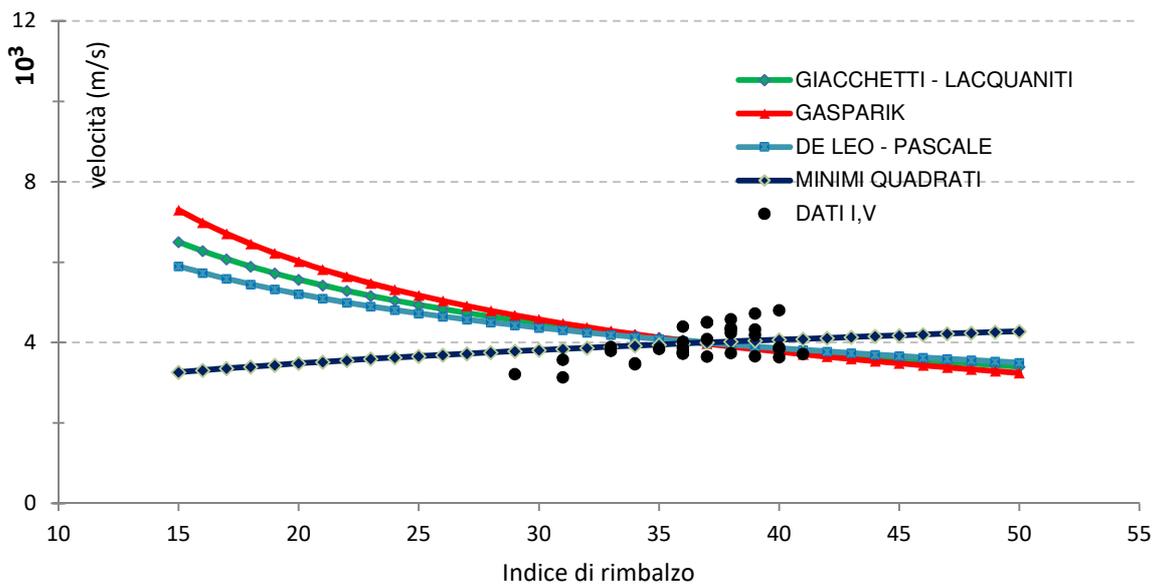


Figura 48 - Grafico rappresentante le curve di correlazione da letteratura e la curva adattata al sito con i risultati delle prove sclerometriche e ultrasoniche.

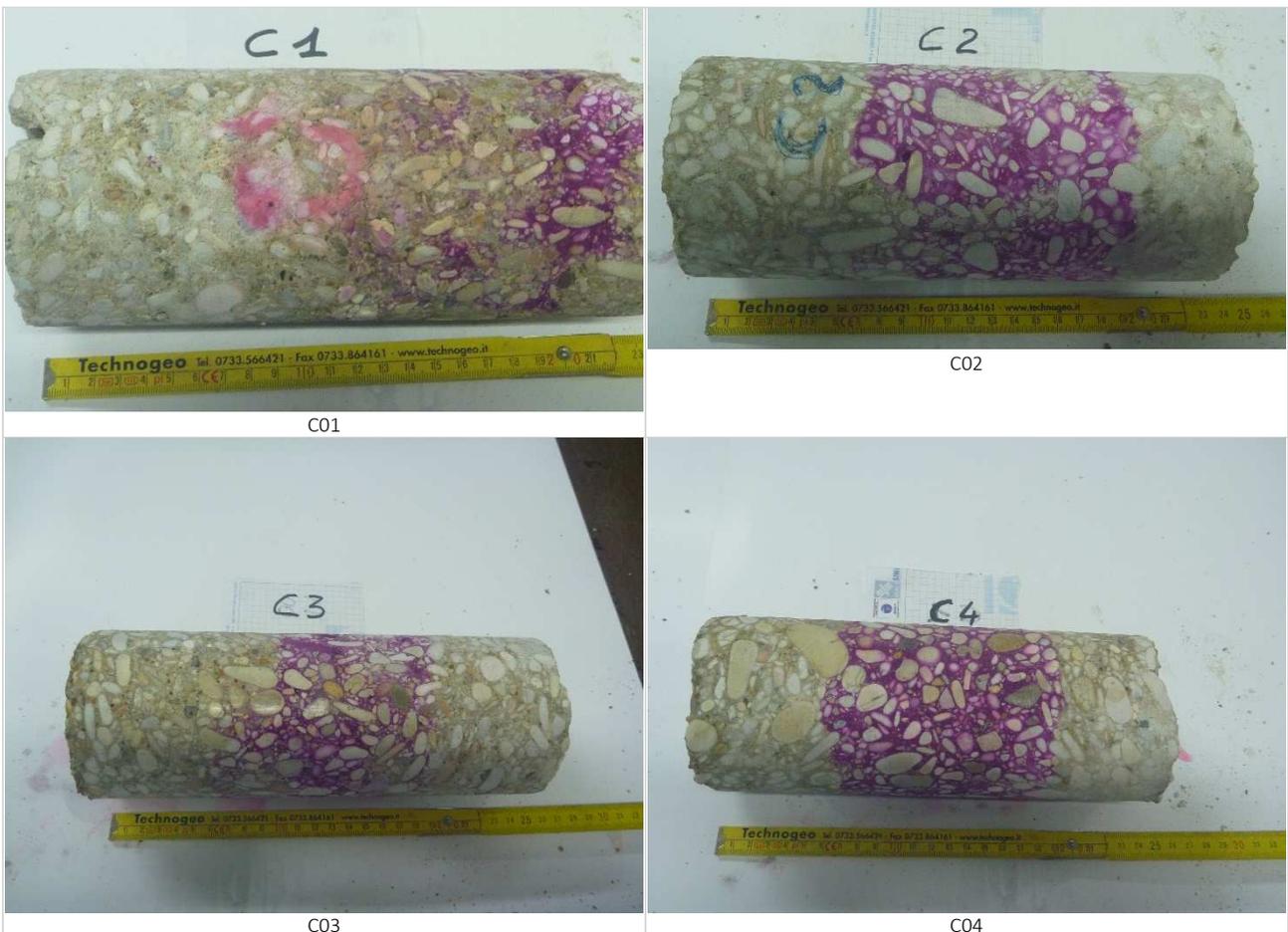
2.3.2.1.3 Carbonatazione del cls

Nella tabella seguente sono riportate le misurazioni della profondità della carbonatazione.

Carota n°	Profondità di carbonatazione $d_k - d_{kmax}$
C01	120 mm
C02	70 – 85 mm
C03	85 – 105 mm
C04	72 mm
C05	65 – 80 mm
C06	90 – 120 mm
C07	90 – 110 mm
C08	72 – 85 mm
C09	65 – 75 mm
C10	35 – 40 mm
C11	22 – 44 mm

Tabella 5 - Risultati della prova alla fenolftaleina

Si allegano le fotografie delle carote sottoposte alla prova.



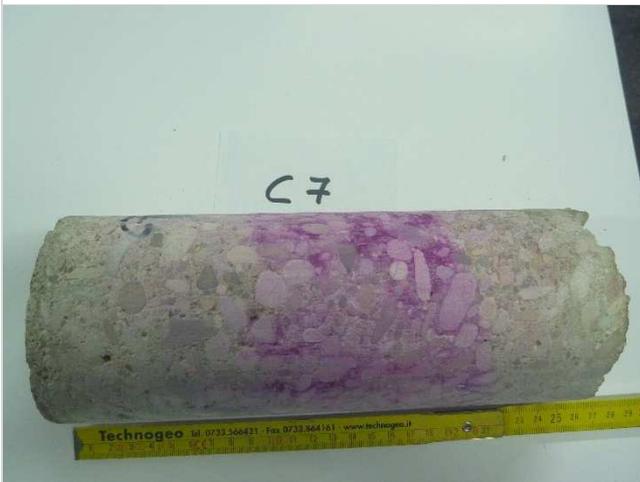
RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA



C05



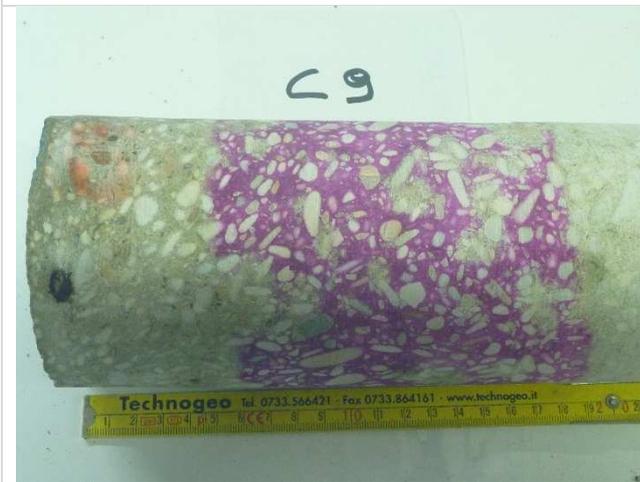
C06



C07



C08



C09



C10



C11

Figura 49 – Estensione della profondità di carbonatazione delle carote

2.3.2.1.4 Indagini pacometriche

Le strutture dei telai in c.a. della zona “Nervi” sono state indagate mediante pacometro. In particolare, sono stati indagati i telai n.03 e n.09 e porzioni di soletta orizzontale. In alcune zone si è proceduto all’esecuzione di saggi diretti mediante asportazione dei copriferri. L’indagine ha messo in evidenza l’esiguità dei copriferri rilevata sia strumentalmente sia con asportazione localizzata degli stessi (1,5 cm). Il valore del copriferro è risultato inferiore alla profondità di carbonatazione. I risultati delle indagini hanno mostrato una sostanzialmente corrispondenza con la distinta presente negli elaborati di progetto originari.

2.3.2.1.5 Prove di carico sulle solette

Con riferimento alle strutture del telaio in cls della zona “Nervi” sono state eseguite due prove di carico con misurazione degli abbassamenti verticali, in due campi di soletta a quota +10.55 m e a quota +13.30 m.

Il carico di progetto della prova è stato pari a 5,00 kN/m² a simulare l’intero valore dei sovraccarichi accidentali di esercizio previsti e dei carichi permanenti aggiuntivi.



Figura 50 - Disposizione carico soletta quota +10.55 m e quota +13.30 m

Le prove di carico per entrambe le solette hanno avuto un esito soddisfacente mostrando un comportamento pressoché lineare fino al carico massimo, con frecce residue pari allo zero. L'entità delle frecce massime è risultata inferiore a quelle previste nella fase di progetto della prova stessa.

2.3.2.1.6 Prove sugli acciai

Le prove sugli acciai del telaio sono state eseguite su 4 prelievi in opera. Le sezioni degli spezzoni prelevati sono pari a Ø5, Ø8, Ø10 e Ø12. L'acciaio è di tipo liscio. I risultati delle prove sono sintetizzati nella seguente tabella:

Elemento strutturale di provenienza	Diametro nominale mm	Diametro effettivo mm	Tensione di snervamento MPa	Tensione di rottura MPa	Allungamento %
Soletta II elevazione	5	5.41	379.01	505.35	33.2
Telaio 9 Trave interna II elev.	8	8.61	418.54	537.10	31.0
Soletta II elevazione	10	9.68	332.95	406.16	31.2
Telaio 9 Trave interna II elev.	16	16.28	322.94	454.94	32.8

Tabella 6 - Risultati della prova sugli acciai da cemento armato

Si riporta nel seguito una tabella con il riepilogo delle caratteristiche meccaniche degli acciai da cemento armato regolamentati dal RDL 2229/1939 (precedente alla data di realizzazione della struttura) a cui si può far riferimento per la classificazione.

Normativa	R.D.L n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.
Denominazione	Dolce	Semiduro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12

Tabella 7 - Caratteristiche meccaniche acciai da carpenteria in base alle norme RDL 2229/1939 e LLPP 1472/1957

2.3.2.2 Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in muratura

2.3.2.2.1 Prove con martinetti piatti

Sono state eseguite 5 prove con martinetti piatti singoli per la determinazione dello stato di tensione interna alle murature del piano terreno e 2 prove con martinetti doppi per la valutazione delle caratteristiche di deformazione. Le posizioni planimetriche delle prove sono visibili nella successiva figura.

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

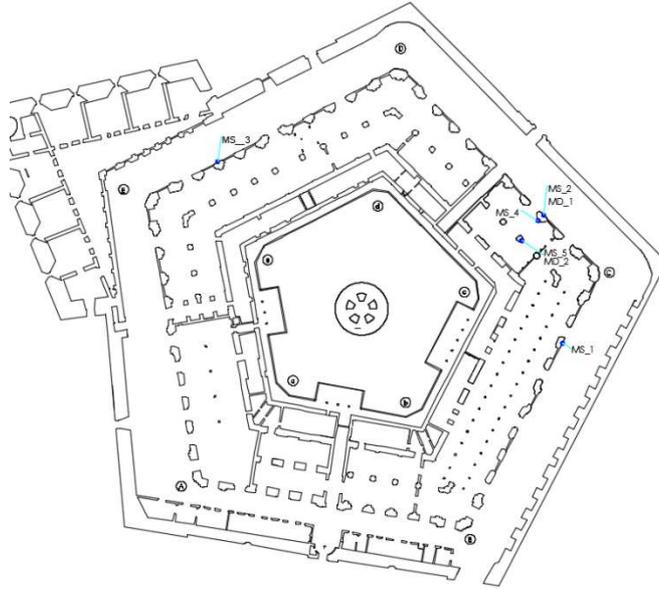
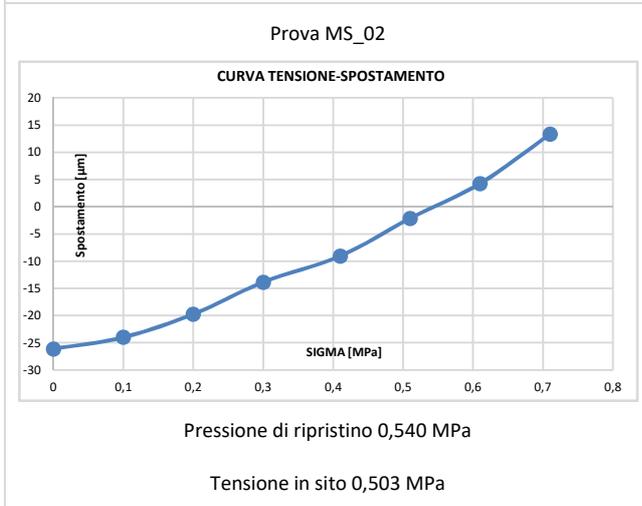
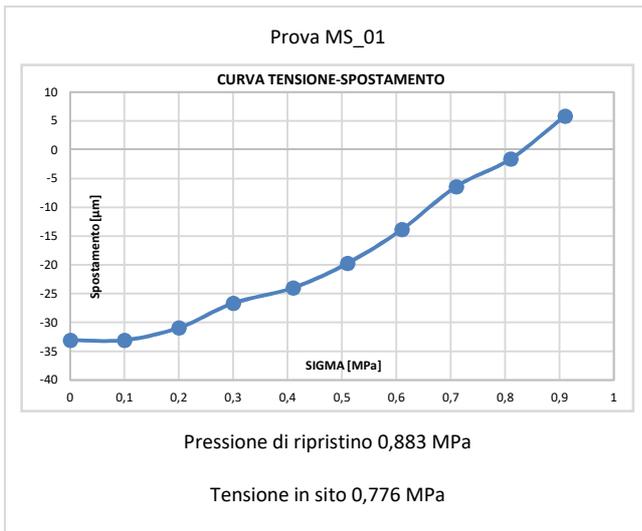


Figura 51 - Posizione delle prove con martinetti piatti



RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

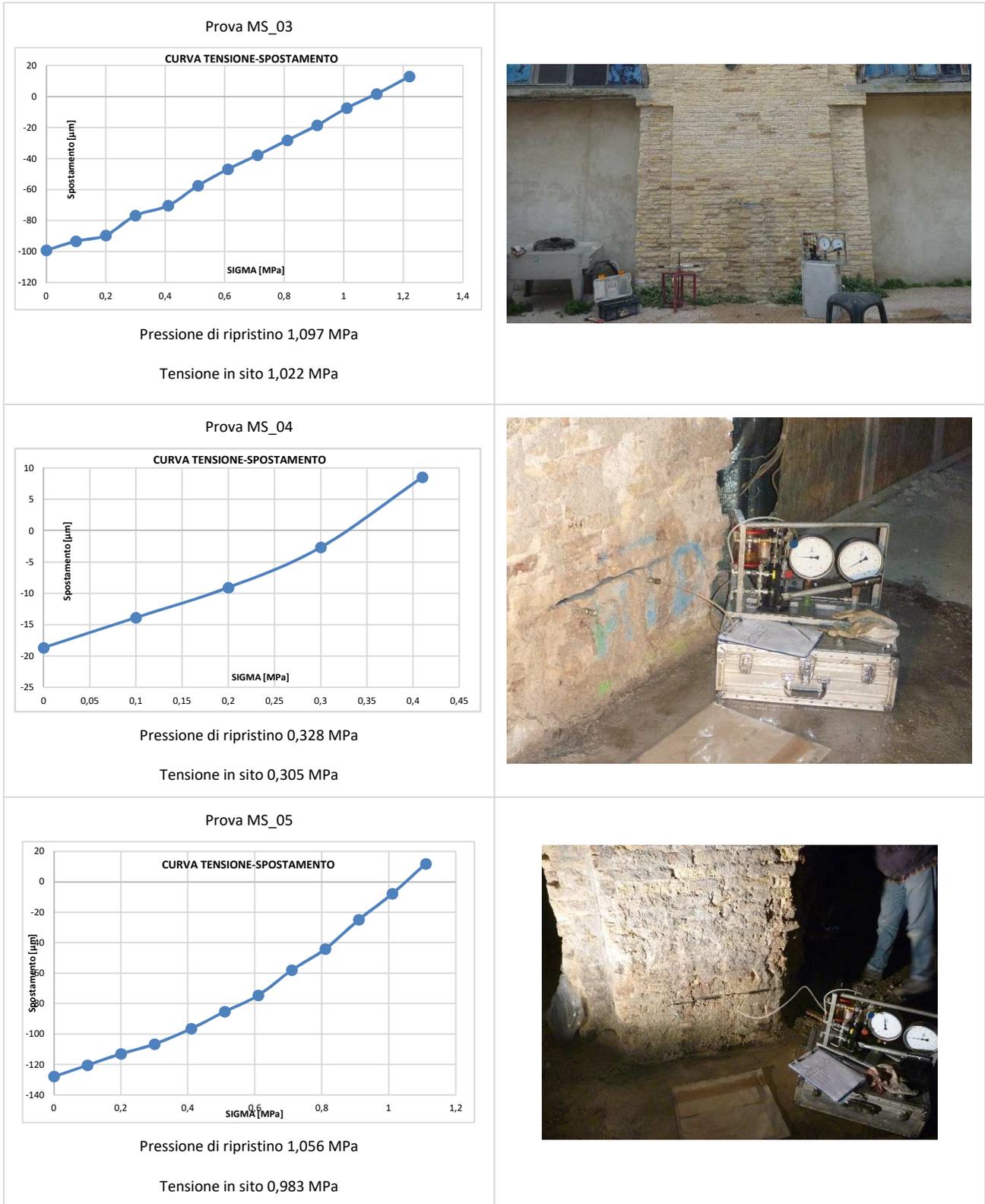


Figura 52 – Risultati prove con martinetti piatti singoli

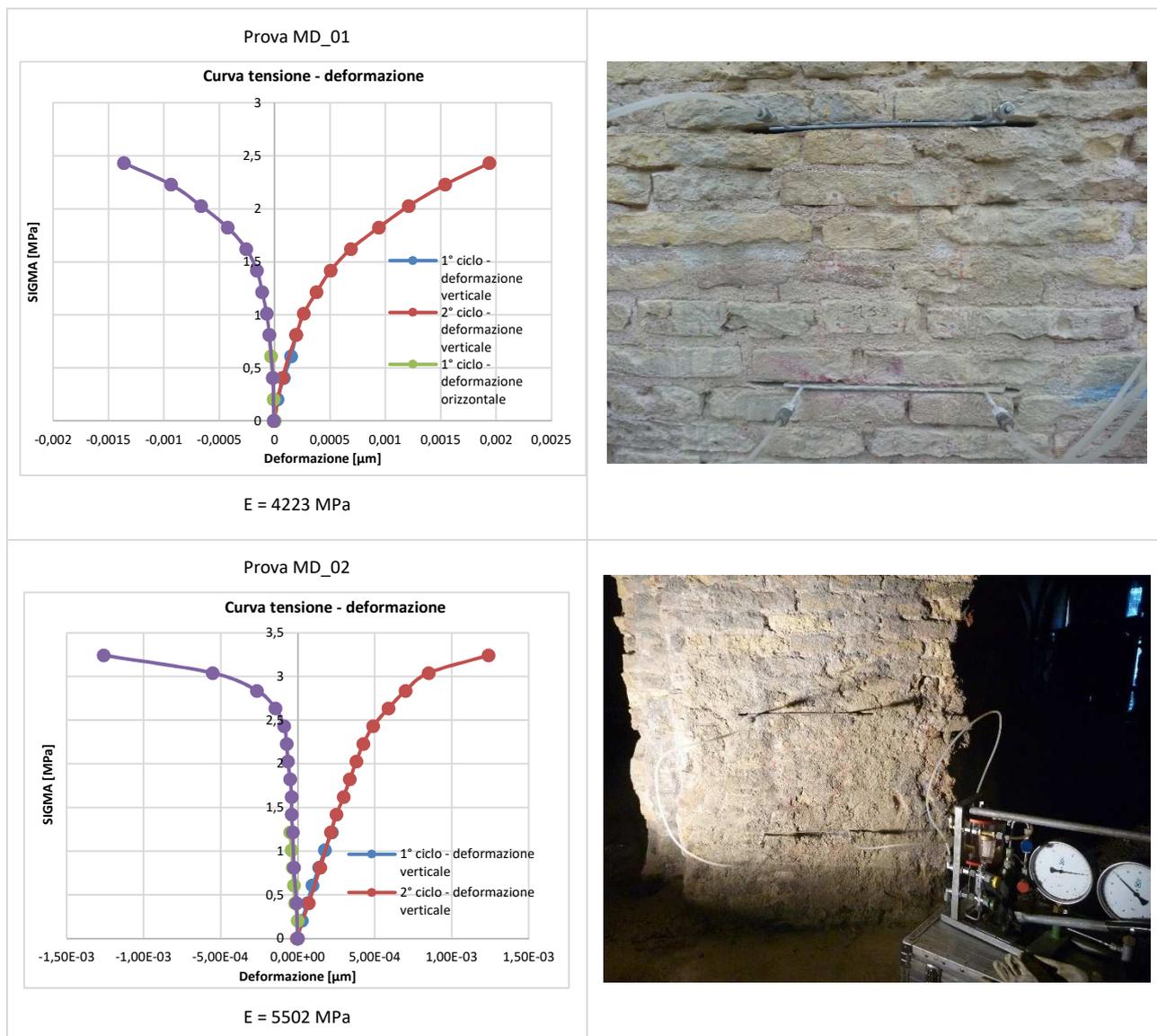


Figura 53 – Risultati prove con martinetti piatti doppi

2.3.2.2.2 Prove endoscopiche

Sono state eseguite 30 indagini endoscopiche con fori di diametro 36 mm profondità fino ad 80 cm e successiva ispezione mediante strumento ottico ad illuminazione diretta. Per quanto riguarda i paramenti murari, la situazione ricorrente prevede la presenza di muratura in mattoni pieni oppure di doppio paramento esterno di mattoni pieni dello spessore di 20 cm e riempimento interno compatto, con piccole cavità diffuse.

2.3.2.3 Risultanze delle prove eseguite sulle strutture metalliche

Sono state eseguite tre prove dinamiche sulle catene (D_1 , D_2 e D_3) delle volte per la valutazione del tiro: una in zona d'angolo e due nelle zone correnti dell'edificio. Le stesse catene erano state indagate nella campagna precedente UNIAN 1991. Le catene indagate sono state denominate rispettivamente corrispondenti alle catene A, U e S della precedente campagna.

Il confronto ha evidenziato per la catena D₁ un sostanziale accordo dei risultati; al contrario per le due catene D₂ e D₃ esiste una importante variazione del tiro; visibile grafico seguente. Per la catena D₂, la variazione percentuale è del 32% mentre per la catena D₃ si ha una variazione percentuale del 22%.

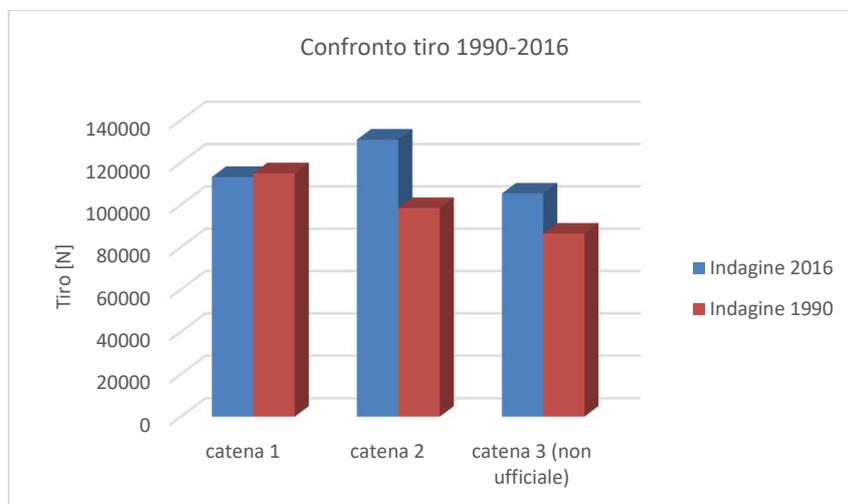


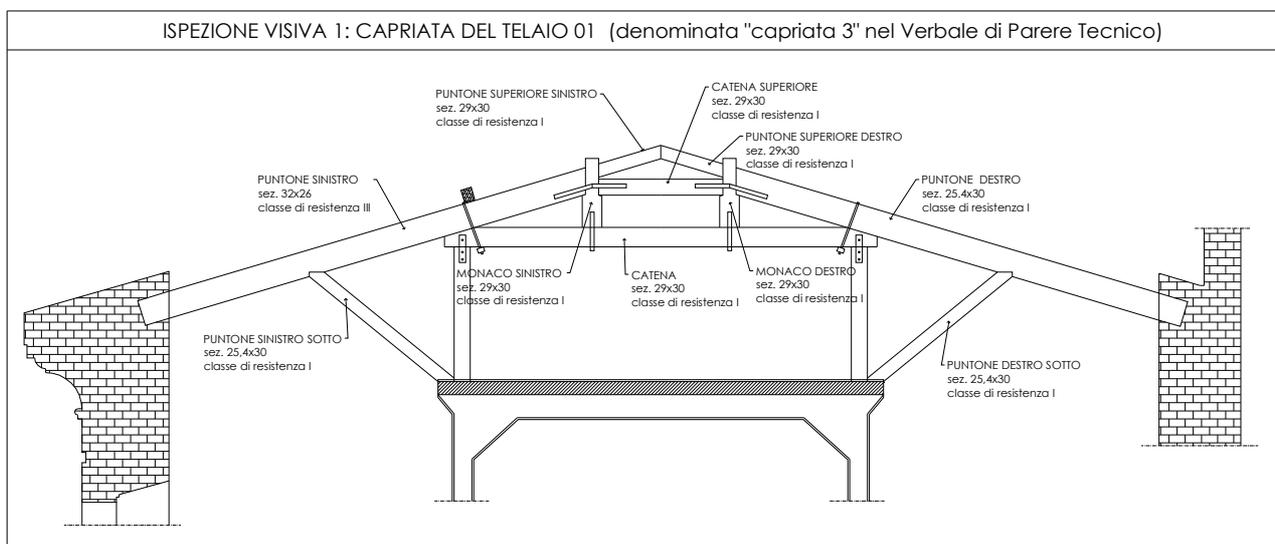
Figura 54 – Confronto delle prove sulle catene metalliche

2.3.2.4 Risultanze delle prove eseguite sulle strutture in legno

2.3.2.4.1 Indagini visive UNI 11119

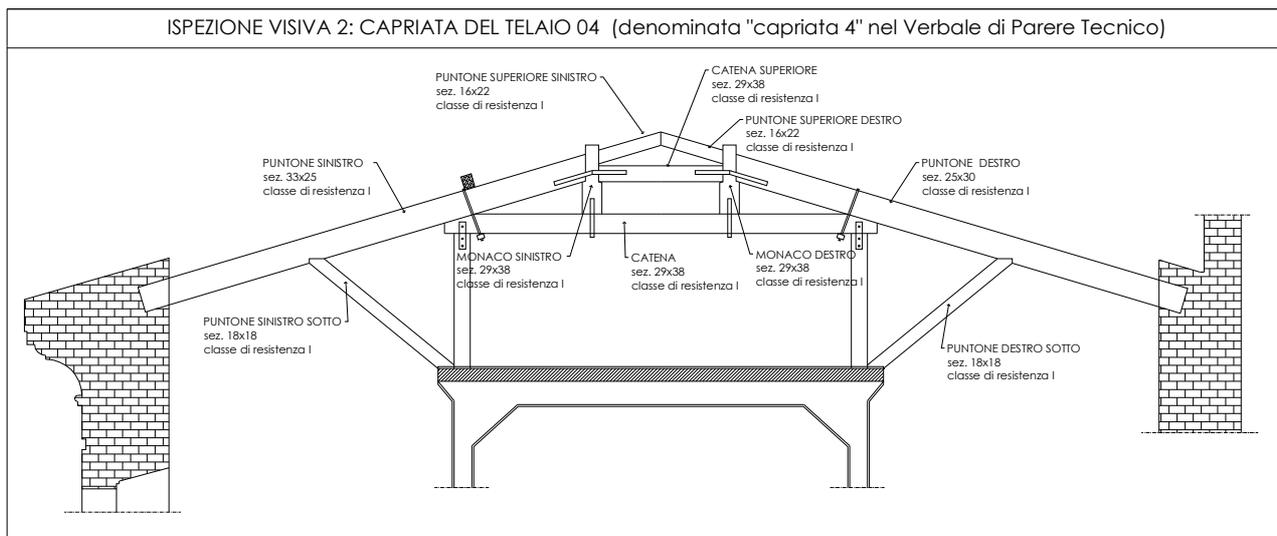
La classificazione UNI 11119 è stata eseguita su 4 capriate in legno all'interno della zona B-C (in sommità dei telai in c.a.). Tutti gli elementi classificati presentano le caratteristiche per essere collocati nella classe I e II; soltanto in due casi sono risultati essere di classe III. Durante il sopralluogo di classificazione non sono stati individuati patogeni. Il contenuto di umidità misurato è risultato essere inferiore al 20%. Risultati delle indagini visive:

- indagine visiva 1 (denominata "capriata 3"): il puntone sinistro è risultato in classe III, tutti gli altri sono in classe I;

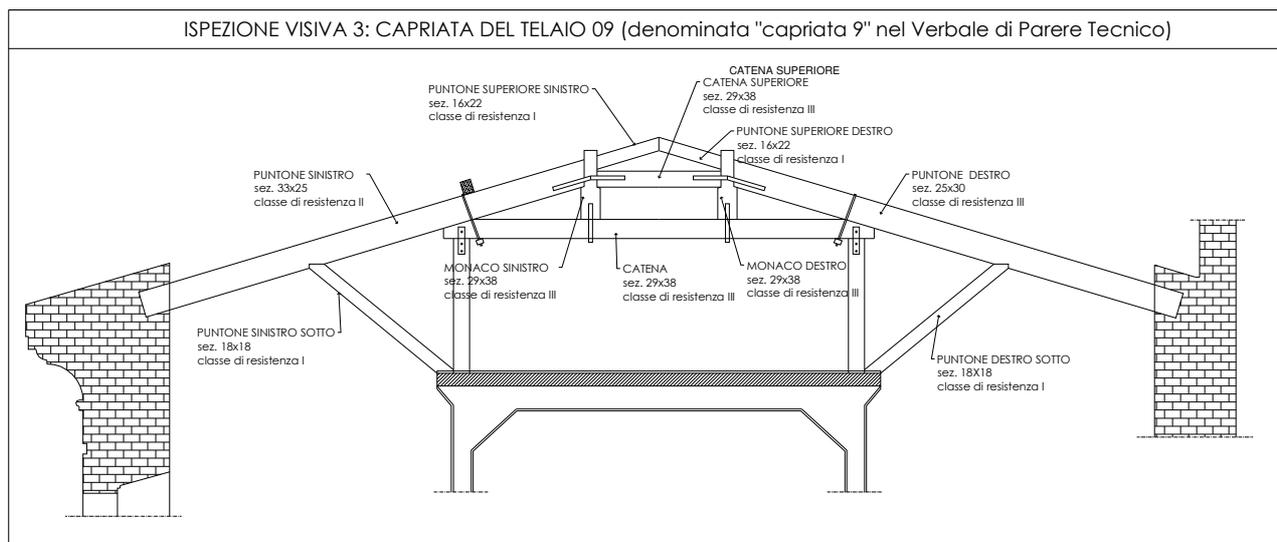


RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

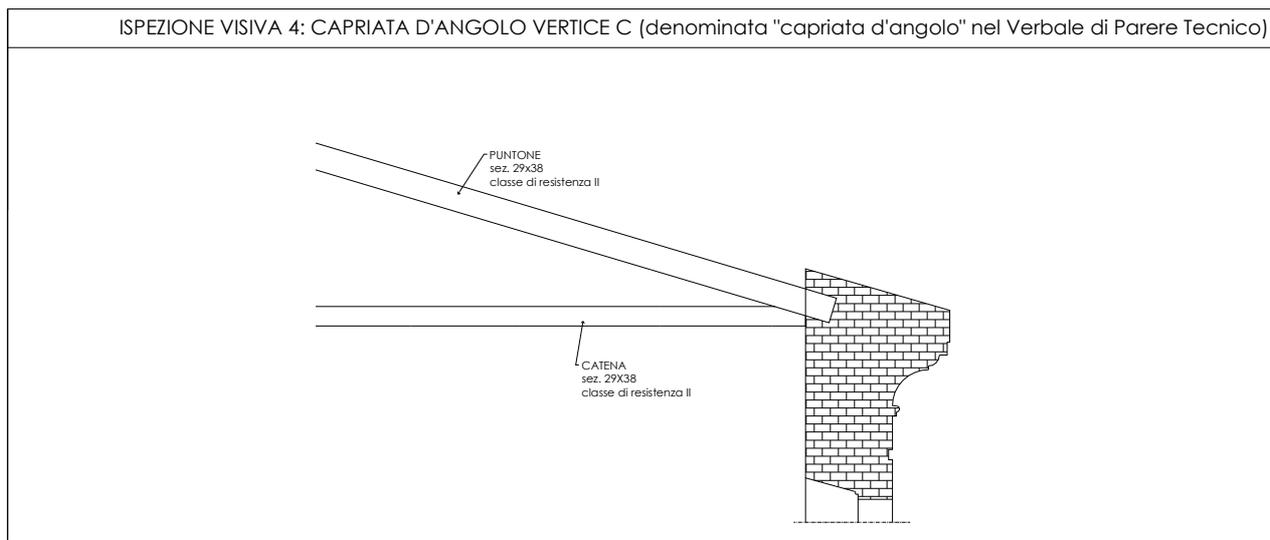
- indagine visiva 2 (denominata "capriata 4"): tutti gli elementi sono risultati essere in classe I;



- indagine visiva 3 (denominata "capriata 9" nel Verbale di parere tecnico Technogeo-Lazzari, Zenari): il puntone destro, la catena ed il monaco destro risultano essere in classe III, il puntone sinistro risulta di classe II, mentre tutti gli altri sono di classe I;



- indagine visiva 4 (denominata "capriata d'angolo" nel Verbale di parere tecnico Technogeo-Lazzari, Zenari): la catena ed il puntone risultano essere di classe II;



Le sezioni classificate in classe I e II secondo le indicazioni della norma 11119 trovano la loro equivalenza rispettivamente nelle classi C30 e C24 della norma EN 338-2014, a cui si può far riferimento per la determinazione delle caratteristiche meccaniche degli elementi stessi.

2.3.2.4.2 Indagine con resistografo

Allo scopo di valutare lo stato di conservazione degli elementi lignei, sono state effettuate 20 prove resistografiche, con relativo dendrogramma di output. I giudizi formulati nel complesso rappresentano uno stato di conservazione delle testate mediamente buono/sufficiente. In complesso, salvo un unico dendrogramma non si rilevano stati critici.

2.3.2.4.3 Prelievi con trivella Pressler

Al fine di valutare la specie legnosa, sono stati effettuati 2 prelievi mediante trivella PRESSLER. La determinazione della specie legnosa avviene per mezzo delle chiavi dicotomiche ed in particolare, trattandosi di legno di conifere, l'analisi si basa sul durame differenziato e la presenza di canali resiniferi.

I campioni rilevati presentano canali resiniferi, risultano di colore bianco lucente e tipico di legno di abete rosso (probabilmente picea abies).

2.3.3 Valutazioni sull'integrità della struttura e dei materiali

Le murature portanti presentano quadri fessurativi significativi, concentrati soprattutto nelle zone d'angolo, dove la mancanza di pareti trasversali e le spinte delle volte hanno provocato lesioni piuttosto ampie. Le pareti esterne presentano un fuori piombo piuttosto evidente, che richiede interventi di ancoraggio e cucitura delle pareti esterne ai solai e alle pareti interne. Nelle zone d'angolo il fuori piombo è ancora più evidente e gli interventi di cucitura prevedono l'inserimento di catene sia a livello dei solai che in copertura.



Figura 55 - Lesioni in corrispondenza delle zone d'angolo a quota +7,80 m

È da sottolineare la presenza di un quadro fessurativo all'interfaccia tra le solette in c.a. e le specchiature di solaio adiacente.



Figura 56 - Lesioni all'interfaccia tra la soletta ed il solaio preesistente

Le murature perimetrali del primo livello mostrano un'evidente presenza di efflorescenze sui mattoni, problema che non si limita ad una zona, ma sembra essere piuttosto diffuso.



Figura 57 - Diffuso degrado delle murature

I pilastri dei telai in c.a. presentano segni di degrado, soprattutto al piede, dove si notano l'espulsione del copriferro e l'ossidazione delle barre di armatura longitudinale, che risultano scoperte.



Figura 58 - Segni di degrado alla base dei pilastri

Prima della sostituzione della copertura ammalorata, con una provvisoria, si avevano copiose infiltrazioni di acqua meteorica sulle strutture in c.a. i cui segni sono ancora molto visibili, come dimostra la foto sottostante relativa all'intradosso di una delle solette.



Figura 59 - Segni delle infiltrazioni di acque meteoriche

2.4 Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

Le due campagne di indagini, UNIAN nel 1991 e Amministrazione Comunale nel 2016, hanno fornito un quadro sufficientemente chiaro delle caratteristiche del fabbricato e più specificatamente del lato B-C, oggetto di intervento. Sono state individuate tutte le tipologie di murature e di solai presenti, nonché si è proceduto al rilievo della struttura dei telai in c.a. Per le sole strutture in cls del telaio “Nervi” il numero e la disposizione delle prove effettuate, permettono il raggiungimento del livello di conoscenza **LC3**, (livello di conoscenza accurata) cui corrisponde un fattore di confidenza **FC = 1,00**.

Per quanto riguarda le strutture in muratura, considerato il numero di prove eseguito e le informazioni in merito alla tipologia ed alle caratteristiche dei materiali, si considera, a vantaggio di sicurezza, un livello di conoscenza **LC1** (livello di conoscenza limitata), cui corrisponde un fattore di confidenza **FC = 1,35**.

3 RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1 Materiali edificio esistente

3.1.1 Strutture in c.a.

La campagna di prove eseguita dall'Amministrazione Comunale nel 2016 è stata estesa ad un numero elevato di telai e, data l'integrazione delle prove a schiacciamento con le indagini SonReb, ha permesso la definizione di una curva specifica delle resistenze adattata al sito. La media dei valori della resistenza cubica convenzionale a 28 gg ($R_{c,conv,28}$) per la curva suddetta è pari a 20.63 MPa. Lo stesso valore ulteriormente mediato con le tre curve di letteratura fornisce il valore di $R_{c,conv,28} = 19.38$ MPa (dalla campagna UNIAN 1991 il valore medio ottenuto era pari a 19.0 MPa, molto vicino al valore attuale).

Il fattore di confidenza da adottare è pari a $F_c=1,00$. Il modulo di elasticità E_c è stato determinato con il valore della resistenza, non abbattuta del fattore di confidenza.

	<i>Livello di conoscenza LC3</i> $FC = 1,00$
Resistenza a compressione media cubica	$R_{c,conv,28} = 19.38$ MPa
Resistenza a compressione media cilindrica	$f_c = 0.83 R_c = 16,1$ MPa
Modulo di elasticità	$E_c = 23.000$ MPa

3.1.2 Legno

Le indagini eseguite sul legno hanno permesso la definizione della specie legnosa e la classificazione delle sezioni in base alla procedura della norma UNI 11119. Le sezioni di abete rosso massiccio ricadono nella gran parte dei caso in classe I e classe II, che possono essere ragionevolmente associate alle classi C30 e C24 della UNI EN 338.

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C24	C30
Resistenze [MPa]			
<u>flessione</u>	$f_{m,k}$	24	30
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	14	18
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.5	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21	23
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.5	2.7
taglio	$f_{v,k}$	2.5	3.0
Modulo elastico [GPa]			
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	11	12
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	7.4	8.0
modulo elastico medio perpendicolare alle fibr	$E_{90,mean}$	0.37	0.40
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.69	0.75
Massa volumica [kg/m³]			
massa volumica caratteristica	ρ_k	350	380
massa volumica media	ρ_m	420	460

Tabella 8 – Classi di resistenza secondo EN 338

3.1.3 Muratura

Le caratteristiche meccaniche della muratura sono desunte dalla tabella C8A.2.1 delle NTC2008 presenti in normativa relativamente al gruppo “Muratura in mattoni pieni e malta di calce”, considerando per la resistenza i valori minimi dell’intervallo, mentre per il modulo di elasticità i valori medi.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tabella 9 - Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per diverse tipologia di muratura

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 10 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici delle murature

La muratura che compone la Mole Vanvitelliana è costituita da due cortine di mattoni pieni a due teste, mentre il riempimento, anch'esso molto compatto, è costituito da mattoni pieni messi all'incerta. La malta è a base pozzolanica priva di gesso.

In base al livello di conoscenza acquisito (LC1 conoscenza limitata) le proprietà meccaniche del materiale sono:

- | | |
|--|-----------------------------|
| - resistenza media a compressione della muratura | $f_m = 2,4 \text{ MPa}$ |
| - resistenza media a taglio della muratura | $\tau_0 = 0,06 \text{ MPa}$ |
| - peso specifico medio della muratura | $w = 18 \text{ kN/m}^3$ |
| - modulo di elasticità | $E = 1500 \text{ MPa}$ |

3.2 Materiali per nuove realizzazioni

3.2.1 Calcestruzzo in opera

I conglomerati cementizi da porre in opera saranno composti da:

- aggregato (UNI ENV 12620 e UNI EN 13055-1);
- acqua (UNI EN 1008: 2003);
- cemento (UNI EN 197);
- additivi (UNI EN 934-2) superfluidificanti e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto;

ed avranno le seguenti caratteristiche:

- | | |
|--|--------------------------|
| • calcestruzzo per magrone di pulizia e livellamento: | C12/15 Rck \geq 15 MPa |
| • calcestruzzo per soletta di fondazione e vespaio aerato: | C25/30 Rck \geq 30 MPa |

CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2

RAPPORTO ACQUA/CEMENTO \leq 0,6

COPRIFERRO MINIMO 35 mm

- | | |
|--|--------------------------|
| • calcestruzzo per vasca di pre-filtraggio e decantazione: | C35/45 Rck \geq 45 MPa |
|--|--------------------------|

CLASSE DI ESPOSIZIONE: XS2

RAPPORTO ACQUA/CEMENTO \leq 0,45

COPRIFERRO MINIMO 50 mm

3.2.2 Calcestruzzo strutturale alleggerito per interventi di recupero dei solai

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo strutturale alleggerito confezionato con aggregati leggeri minerali, artificiali o naturali negli interventi sui solai di piano.

La classe di resistenza a compressione per il calcestruzzo leggero strutturale è:

- LC 25/28 N/mm²

La classe di massa per unità di volume del calcestruzzo di aggregati leggeri è:

- "D1,6"

Intervallo di massa per unità di volume $1500 < \rho \leq 1600 \text{ kg/m}^3$

Massa per unità di volume calcestruzzo non armato 1650 kg/m^3

3.2.3 Acciaio per armature c.a.

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto. Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo **B 450 C** controllato in stabilimento conforme alle **UNI EN ISO 15360-1:2004** (accertamento proprietà meccaniche), aventi le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{sk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$
- allungamento percentuale $A_{gt,k} \geq 7,5 \%$
- modulo elastico $E_s = 210.000 \text{ MPa}$

3.2.4 Acciaio per strutture metalliche

Le strutture in carpenteria metallica dei solai, dei corpi scala e dei soppalchi saranno realizzate in acciaio tipo "**S 275**" (UNI EN 10025-2) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura a trazione ($40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 410 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 255 \text{ N/mm}^2$

Le strutture in carpenteria metallica di collegamento alla muratura del telaio saranno realizzate in acciaio tipo "**S 355**" (UNI EN 10025-2) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura a trazione ($40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 470 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 335 \text{ N/mm}^2$

I micropali in acciaio saranno realizzati in acciaio tipo "S 355" (UNI EN 10025-2) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$

Le saldature di officina saranno da eseguirsi procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001, a completa penetrazione con l'uso di elettrodi di classe 3 o 4 secondo UNI 5132, salvo dove espressamente specificato.

3.2.5 Giunzioni bullonate

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza aventi le seguenti caratteristiche:

- vite classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2001)
- tensione di rottura a trazione $f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}$
- tensione di snervamento $f_{yb} \geq 649 \text{ MPa}$
- dadi classe 8 (UNI EN 20898-2: 1994)
- rosette C50 (UNI EN 10083-2: 2006)
- forza di serraggio $N_s = 0,8 f_K \cdot A_{res} = 0,8 \cdot 0,7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}$
- coppia di serraggio $T_s = 0,2 N_s \cdot d$

3.2.6 Acciaio per barre filettate

Le barre filettate, i dadi e le rosette dovranno essere conformi alle seguenti norme.

- barre filettate classe 8.8 UNI EN ISO 898-1
- dadi classe 8 - 10 UNI EN 20898-2
- rosette classe C50 UNI EN 10083-2

3.2.7 Muratura in mattoni pieni, nuovi e di recupero, e malta bastarda di classe M10

Tale tipo di muratura è utilizzato per il risanamento delle murature esistenti, le operazioni di Scuci e Cuci e l'esecuzione di nuove murature. Le sue caratteristiche sono analoghe alla muratura esistente e sono strettamente connesse a quelle dei due elementi che la compongono: laterizi e malta.

Laterizi pieni nuovi e di recupero:

- resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione dei carichi verticali $15 \leq f_{bk} \leq 20 \text{ N/mm}^2$.

Malta bastarda di classe M10:

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione f_m espressa in N/mm^2 . Per l'individuazione di tale parametro si fa riferimento alla tabella 11.10.III contenuta nel cap. 11 del DM 14 Gennaio 2008.

Tabella 11.10.III - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm^2	2,5	5	10	15	20	d

d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm^2 dichiarata dal produttore

Muratura in mattoni pieni e malta bastarda di classe M10:

- Resistenza caratteristica a compressione della muratura $f_k = 6,7 - 8 N/mm^2$ per le nuove murature.

Tabella 11.10.V - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta				
	M15	M10	M5	M2,5	
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2	
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0	
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0	
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5	
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1	
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1	
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1	
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2	
40,0	14,3	12,0	10,4	--	

- Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali $f_{vk0} = 0,30 N/mm^2$ per le nuove murature.

Tabella 11.10.VII- Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm^2)

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe di malta	f_{vk0} (N/mm^2)
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

3.2.8 Calcestruzzo fibrorinforzato ad alte prestazioni

Si tratta di un formulato cementizio fibrorinforzato, arricchito con microsilici reattive ad elevatissima attività pozzolanica, tricomponente che unisce la reologia autolivellante ad ottimi valori fisico-meccanici di duttilità. Il prodotto è costituito da tre componenti: polvere, liquido e fibre.

Caratteristiche tecniche	
Tempo di lavorabilità	≥ 1 h
Densità	2.450 kg/m^3
Resistenza alla compressione 1 gg	48 MPa
Resistenza alla compressione 28 gg	130 MPa

Resistenza alla trazione 28 gg	8,5 MPa
Resistenza alla flessotrazione 28 gg	32 MPa
Resistenza al taglio	16 MPa
Modulo Elastico	38 GPa
Energia di frattura	32.500 N/m
Ritiro Endogeno	<0,05 %

3.2.9 Rinforzi in materiale composito

Si riportano nel seguito le caratteristiche meccaniche delle fibre e della matrice inorganica utilizzata:

Caratteristiche delle fibre di PBO:

- densità (gr/cm ³)	1,56
- Resistenza a trazione (GPa)	5,8
- Modulo elastico (GPa)	270
- Allungamento a rottura (%)	2,15
- Temperatura di decomposizione(°C)	650
- Coeff. di dilatazione termica	-6 x 10E-6

Caratteristiche della rete:

- Peso delle fibre di PBO nella rete	88 g/m ²
- Spessore equiv. di tessuto secco in dir. dell'ordito	0,0455 mm
- Spessore equiv. di tessuto secco in dir. della trama	0,0115 mm
- Carico di rottura dell'ordito per unità do larghezza	264 kN/m
- Carico di rottura della trama per unità do larghezza	66,5 kN/m
- Peso della rete (supporto + fibre PBO)	da 110 a 126 g/m ²

Caratteristiche della matrice inorganica:

- Consistenza (UNI-EN 13395-1)	175
- Peso specifico malta fresca	1,55 +/- 0,05 g/cc
- Litri di H ₂ O per 100 kg	24-26
- Resa kg/m ² /mm (prodotto secco)	1,21-1,27
- Resistenza a compressione (UNI-EN 196-1)	≥ 15 MPa (a 28 gg)
- Resistenza a flessione (UNI-EN 196-1)	≥ 2 MPa (a 28 gg)
- Modulo elastico secante (UNI EN 13412)	≥ 6000 MPa (a 28 gg)

3.2.10 Legno

Le nuove sezioni in legno sono in classe C30 secondo UNI EN 338.

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C30
Resistenze [MPa]		
flessione	$f_{m,k}$	30
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	18
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	23
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.7
taglio	$f_{v,k}$	3.0
Modulo elastico [GPa]		
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	12

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	8.0
modulo elastico medio perpendicolare alle fibr	$E_{90,mean}$	0.40
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.75
Massa volumica [kg/m³]		
massa volumica caratteristica	ρ_k	380
massa volumica media	ρ_m	460

Tabella 11 – Classi di resistenza secondo EN 338

4 RELAZIONE DI CALCOLO

4.1 Analisi dei carichi

Si distinguono le azioni permanenti (" G_1 " pesi propri delle strutture, " G_2 " permanenti non strutturali) dalle azioni variabili (valori caratteristici " Q_k ").

Peso proprio elementi strutturali " G_1 "

Elementi strutturali in muratura: $G_1 = 18 \text{ kN/m}^3$

Elementi strutturali in acciaio: $G_1 = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Elementi strutturali in c.a.: $G_1 = 25 \text{ kN/m}^3$

Elementi strutturali in legno: $G_1 = 6 \text{ kN/m}^3$

Azioni permanenti

CARICO TIPO 1: soppalco esistente in legno quota +10,55 m

tavolato ($s=0,03\text{m}$) = $0,18 \text{ (kN/m}^2)$

travi (sezione 18x24 cm - $i=0,63\text{m}$) = $0,42 \text{ (kN/m}^2)$

G_1 : p.p. soppalco = $0,60 \text{ (kN/m}^2)$

CARICO TIPO 2: solaio piano tipo telai in c.a. telaio "Nervi" (quote +7,80 m, +10,55 m, +13,30 m)

G_1 : p.p. nervature principali e soletta ($s = 0,12 \text{ m}$) = $3,9 \text{ (kN/m}^2)$

massetto + pavimento = $0,90 \text{ (kN/m}^2)$

G_2 : carico permanente = $0,90 \text{ (kN/m}^2)$

CARICO TIPO 3: copertura lignea lato B-C

G_1 : p.p. grande orditura lignea ($i = 3,56 \text{ m}$) = $1,0 \text{ (kN/m}^2)$

pianellato ($s=0,03 \text{ m}$) = $0,6 \text{ (kN/m}^2)$

impermeabilizzazione e isolamento = $0,1 \text{ (kN/m}^2)$

coppi = $0,7 \text{ (kN/m}^2)$

G_2 : carico permanente = $1,40 \text{ (kN/m}^2)$

CARICO TIPO 4: solaio soppalchi arti e mestieri, banchetti e catering

G_1 : p.p. lamiera + soletta in cls strutturale alleggerito = $1,30 \text{ (kN/m}^2)$

sottofondo alleggerito e pavimento = $1,00 \text{ (kN/m}^2)$

G_2 : carico permanente = 1,00 (kN/m²)

CARICO TIPO 5: nuovi solai in struttura leggera quote +4,80 m, +7,80 m, +10,55 m, +13,30 m.

G_1 : p.p. lamiera e soletta in cls strutturale alleggerito = 1,30 (kN/m²)

sottofondo alleggerito e pavimento in resina = 1,00 (kN/m²)

controsoffitto = 0,40 (kN/m²)

G_2 : carico permanente = 1,40 (kN/m²)

Azioni variabili – valori caratteristici " Q_k "

Per le scale (ambienti suscettibili di affollamento cat. C2) si assume un sovraccarico di esercizio pari a:

$$Q = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

Per i solai di piano della struttura in c.a., per i nuovi soppalchi arti e mestieri, banchetti e catering e per i nuovi solai in struttura leggera alle quote +4,80 m, +7,80 m, 10,55 m e +13,30 m, (ambienti suscettibili di affollamento cat. C2) si assume un sovraccarico di esercizio pari a:

$$Q = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

Per i soppalchi esistenti in legno di quota +10,55 m si assume un sovraccarico di esercizio pari a:

$$Q = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Neve

Per le coperture, con altezza sul livello del mare di 16 m (altimetria comune di Ancona), si assume il sovraccarico di esercizio dovuto alla neve:

$$q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

determinato come segue (punto 3.4.2 NTC):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$$q_{sk} = 1,5 \text{ con } a_s < 200 \text{ m}$$

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

C_E (coefficiente di esposizione) =1

C_T (coefficiente termico) =1

4.2 Azione sismica: spettri di risposta

Ai fini della valutazione delle **azioni sismiche** occorre definire preliminarmente i parametri caratteristici dell'opera e del sito:

- *vita nominale (V_N);*
- *classe d'uso e relativo coefficiente d'uso (C_U);*
- *periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R);*
- *categoria di sottosuolo (S);*
- *condizioni topografiche (T).*

Si assume una vita nominale

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

e una classe d'uso **III** (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi ...), per la quale

$$C_U = 1,5$$

Il periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a

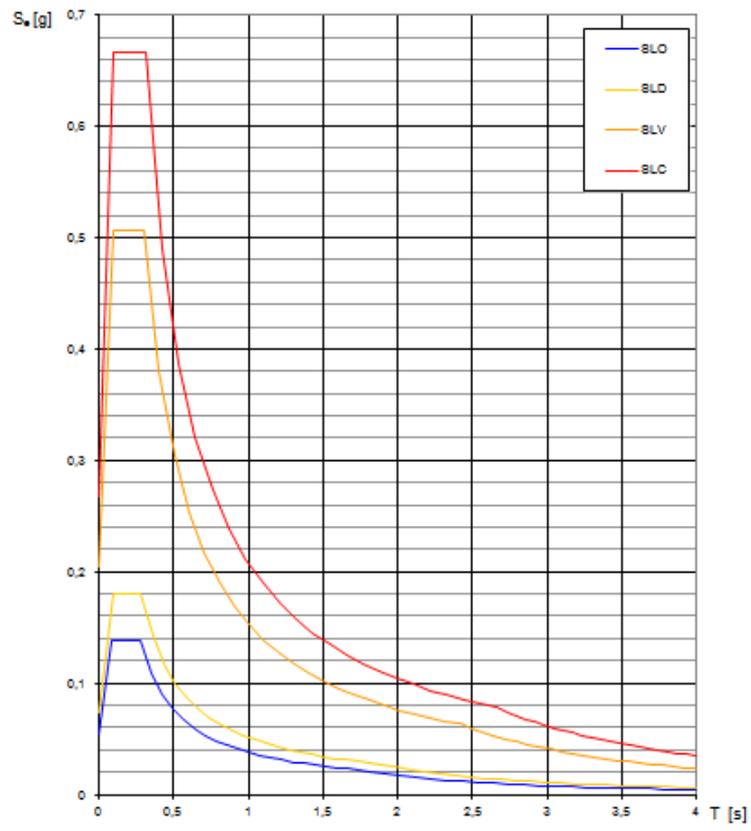
$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni}$$

In merito alla categoria di sottosuolo, dalle due prove MASW eseguite dalla Tecnosondaggi in data 24/09/2013, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è risultata compatibile con la categoria di sottosuolo tipo **B**, che viene assunta come categoria di riferimento "Rocce tenere e depositi di terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)". La condizione topografica del sito è la **T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

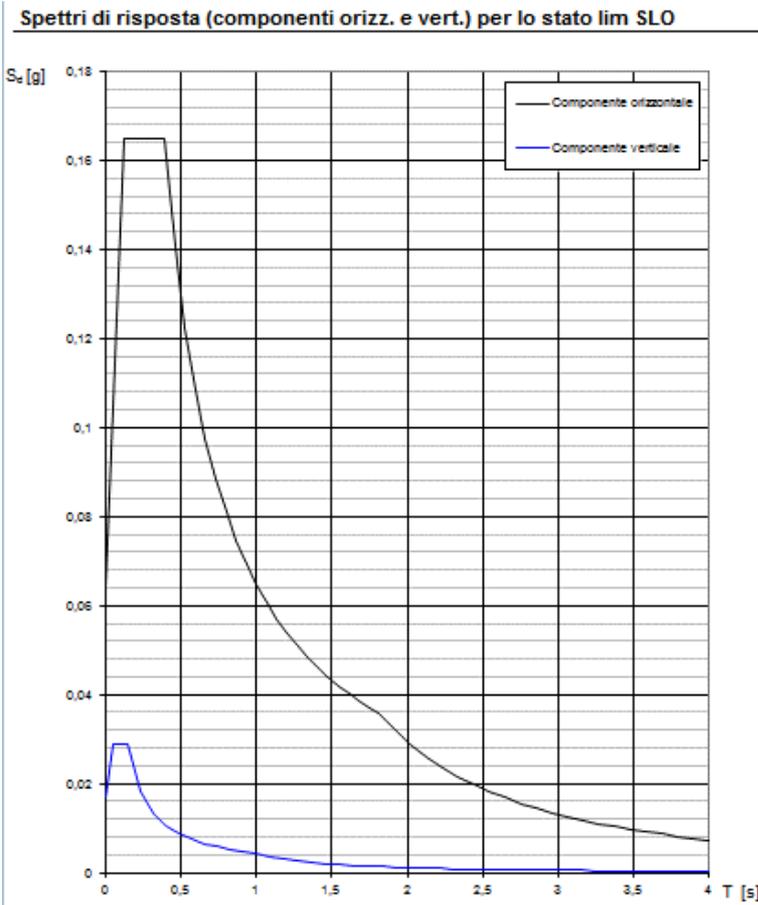
Gli spettri di risposta elastici di riferimento, relativi alle coordinate geografiche del sito e definiti su terreno di categoria A e condizione topografica T1, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento relativo a ciascuno dei 4 stati limite previsti dalle NTC, sono riportati nel diagramma seguente:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,054	2,543	0,276
SLD	75	0,073	2,479	0,284
SLV	712	0,205	2,475	0,302
SLC	1462	0,267	2,497	0,312

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Spettro di progetto per lo stato limite di operatività SLO



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_n	0,054 g
F_n	2,543
T_C	0,276 s
S_s	1,200
C_C	1,423
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

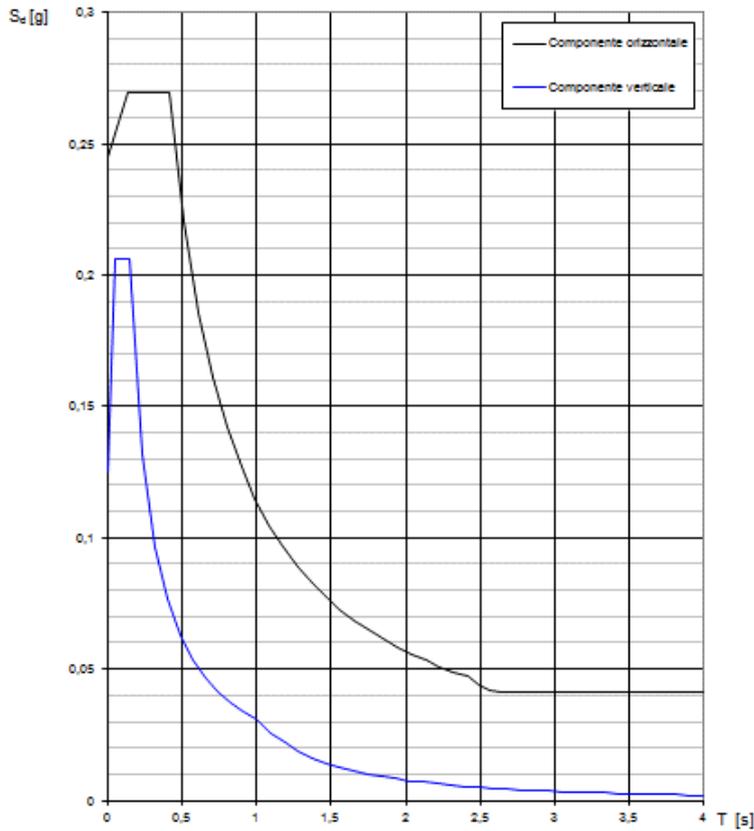
S	1,200
η	1,000
T_B	0,131 s
T_C	0,393 s
T_D	1,816 s

	$T[s]$	$Se[g]$		$T[s]$	$Se[g]$		$T[s]$	$Se[g]$		$T[s]$	$Se[g]$
T_B	0,000	0,065	T_D	1,206	0,054		2,336	0,022		3,792	0,008
	0,131	0,165		1,274	0,051		2,440	0,020		3,896	0,008
	0,393	0,165		1,342	0,048		2,544	0,018		4,000	0,007
	0,461	0,141		1,410	0,046		2,648	0,017			
	0,529	0,123		1,477	0,044		2,752	0,016			
	0,596	0,109		1,545	0,042		2,856	0,014			
	0,664	0,098		1,613	0,040		2,960	0,013			
	0,732	0,089		1,681	0,039		3,064	0,013			
	0,800	0,081		1,748	0,037		3,168	0,012			
	0,867	0,075		1,816	0,036		3,272	0,011			
	0,935	0,069		1,920	0,032		3,376	0,010			
	1,003	0,065		2,024	0,029		3,480	0,010			
	1,071	0,061		2,128	0,026		3,584	0,009			
	1,138	0,057		2,232	0,024		3,688	0,009			

Spettro di progetto inelastico per lo stato limite di salvaguardia della vita umana SLV – q=2,25

Per l'analisi del meccanismo di ribaltamento della parete di facciata del lato B-C si assume un fattore di struttura q pari a 2,25, in accordo con il paragrafo C.8.7.1.2 della Circolare alle NTC ($q = 1,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$, assumendo, per edifici non regolari in elevazione, $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,5$) da cui si definisce lo spettro di progetto inelastico allo SLV.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0,205 g
F_n	2,475
T_c^*	0,302 s
S_s	1,197
C_c	1,397
S_T	1,000
q	2,250

Parametri dipendenti

S	1,197
η	0,444
T_B	0,141 s
T_C	0,423 s
T_D	2,419 s

	T[s]	Se[g]
T_B	0,000	0,245
	0,141	0,270
	0,423	0,270
	0,518	0,220
	0,613	0,186
	0,708	0,161
	0,803	0,142
	0,898	0,127
	0,993	0,115
	1,088	0,105
	1,183	0,096
	1,278	0,089
	1,373	0,083
	1,468	0,078

	T[s]	Se[g]
T_C	1,563	0,073
	1,658	0,069
	1,753	0,065
	1,848	0,062
	1,943	0,059
	2,038	0,056
	2,134	0,053
	2,229	0,051
	2,324	0,049
	2,419	0,047
	2,494	0,044
	2,569	0,042
	2,645	0,041
	2,720	0,041

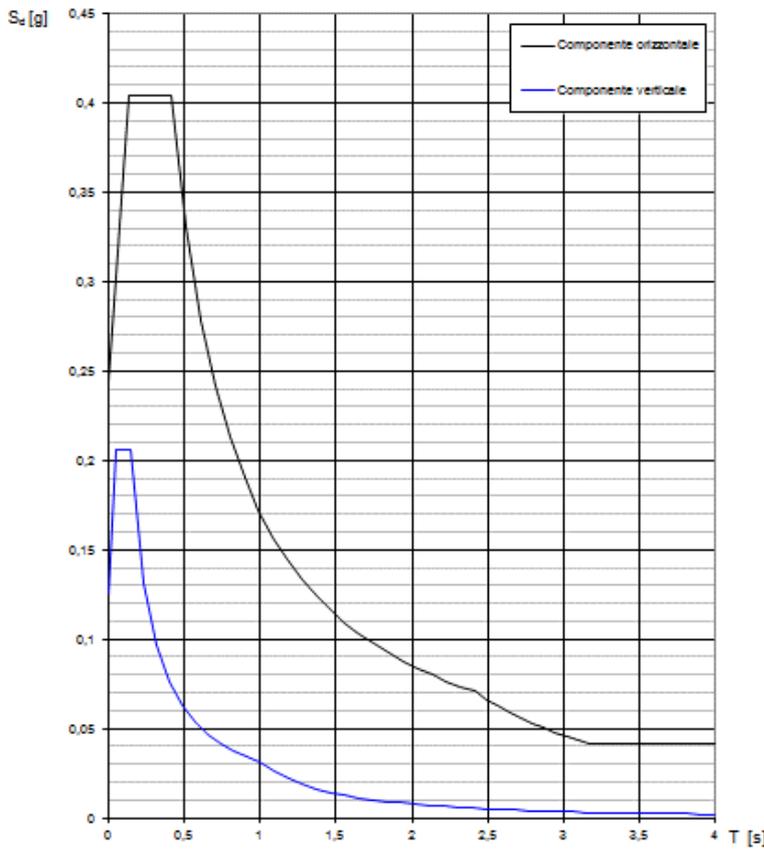
	T[s]	Se[g]
T_D	2,795	0,041
	2,870	0,041
	2,946	0,041
	3,021	0,041
	3,096	0,041
	3,172	0,041
	3,247	0,041
	3,322	0,041
	3,398	0,041
	3,473	0,041
	3,548	0,041
	3,623	0,041
	3,699	0,041
	3,774	0,041

	T[s]	Se[g]
T_B	3,849	0,041
	3,925	0,041
	4,000	0,041

Spettro di progetto inelastico per lo stato limite di salvaguardia della vita umana SLV – q=1,5

Per il progetto e la verifica dei nuovi soppalchi di quota +4,80 m del lato B-C si assume un fattore di struttura q pari a 1,5 da cui si definisce lo spettro di progetto inelastico allo SLV.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0,205 g
F_n	2,475
T_C	0,302 s
S_S	1,197
C_C	1,397
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,197
η	0,667
T_B	0,141 s
T_C	0,423 s
T_D	2,419 s

T_B	T[s]	Se[g]
T_C	0,000	0,245
	0,141	0,404
	0,423	0,404
	0,518	0,330
	0,613	0,279
	0,708	0,241
	0,803	0,213
	0,898	0,190
	0,993	0,172
	1,088	0,157
	1,183	0,144
	1,278	0,134
	1,373	0,124
	1,468	0,116

T_D	T[s]	Se[g]
	1,563	0,109
	1,658	0,103
	1,753	0,097
	1,848	0,092
	1,943	0,088
	2,038	0,084
	2,134	0,080
	2,229	0,077
	2,324	0,074
	2,419	0,071
	2,494	0,066
	2,569	0,063
	2,645	0,059
	2,720	0,056

T[s]	Se[g]
2,795	0,053
2,870	0,050
2,946	0,048
3,021	0,045
3,096	0,043
3,172	0,041
3,247	0,041
3,322	0,041
3,398	0,041
3,473	0,041
3,548	0,041
3,623	0,041
3,699	0,041
3,774	0,041

T[s]	Se[g]
3,849	0,041
3,925	0,041
4,000	0,041

4.3 Verifica dei meccanismi locali di collasso

4.3.1 Criteri di verifica e riferimenti normativi

La valutazione della sicurezza sismica del lato B-C della Mole viene condotta attraverso analisi di vulnerabilità locale. Nello specifico si analizza il meccanismo di collasso a ribaltamento semplice fuori dal piano della parete ritenuta più rappresentativa nei confronti della vulnerabilità sismica e cioè la parete sulla facciata esterna lato Est. Nella parete di facciata interna, per la presenza dei nuovi muri di spina, il meccanismo di collasso a ribaltamento fuori dal piano è ritenuto di difficile attivazione.

L'analisi del meccanismo locale di collasso nella situazione di fatto ed in quella di progetto, viene condotta in accordo al capitolo C8A.4 della Circolare alle NTC. Il ribaltamento semplice rappresenta la condizione più gravosa perché non tiene conto dell'ammorsamento, seppur limitato, con le pareti ortogonali. Tale analisi consente una valutazione quantitativa del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 , che comporta l'attivazione del meccanismo locale di danno e la successiva verifica allo stato limite di salvaguardia della vita, con analisi cinematica lineare e fattore di struttura q . La verifica si esplica nel confronto tra l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo α_0^* e l'accelerazione di picco della domanda sismica.

4.3.2 Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza riguarda, come detto, la parete di facciata esterna sia nella situazione di fatto che in quella di progetto, tenendo conto delle cuciture di collegamento con le travi in c.a..

Lo studio del meccanismo si articola nelle seguenti fasi:

- Trasformazione della porzione della costruzione interessata dal meccanismo in un sistema labile detto "catena cinematica", attraverso l'individuazione di corpi rigidi in grado di ruotare o scorrere tra loro;
- Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo;
- Determinazione degli spostamenti virtuali orizzontali δ_{xi} dei punti di applicazione dei carichi i -esimi, considerando un atto di rotazione rigida virtuale della parete attorno alla cerniera, dopo aver scelto come spostamento orizzontale unitario quello di un punto di controllo (generalmente il punto di applicazione del carico N_i posto ad un'altezza h_i rispetto alla cerniera);
- Determinazione della massa partecipante al cinematismo M^* , della frazione di massa partecipante e^* e dell'accelerazione sismica spettrale α_0^* di attivazione del meccanismo;
- Verifica di sicurezza allo SLV con il confronto tra l'accelerazione sismica spettrale α_0^* di attivazione del meccanismo e l'accelerazione di picco della domanda sismica nella formulazione relativa a porzioni della costruzione poste ad una certa quota, per le ultime due elevazioni, mentre con la formulazione per costruzioni sostanzialmente appoggiate a terra per il ribaltamento complessivo dell'intera facciata.

La verifica è condotta sotto le seguenti ipotesi:

- L'azione inerziale di spinta della copertura viene considerata, a favore di sicurezza, relativa all'intera falda, trascurando l'effetto di trattenimento del pilastrino in c.a. da 25x25 cm su cui poggia la catena della capriata, dato che lo si ritiene troppo esile e flessibile per garantire un effettivo trattenimento dell'azione inerziale;
- Si considera una distribuzione delle tensioni di compressione sulla muratura di tipo triangolare, per cui l'arretramento della cerniera si ottiene come $t = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sum_i N_i}{f_k \cdot l}$. La resistenza a compressione della muratura

viene assunta come $f_k = \frac{f_m}{\gamma_M \cdot FC'}$, cioè abbattuta del fattore di confidenza e del coefficiente di sicurezza del materiale.

Il meccanismo di ribaltamento fuori dal piano della parete di facciata viene studiato tenendo in considerazione la striscia di parete compresa tra due telai consecutivi, come riportato in Fig. 46.

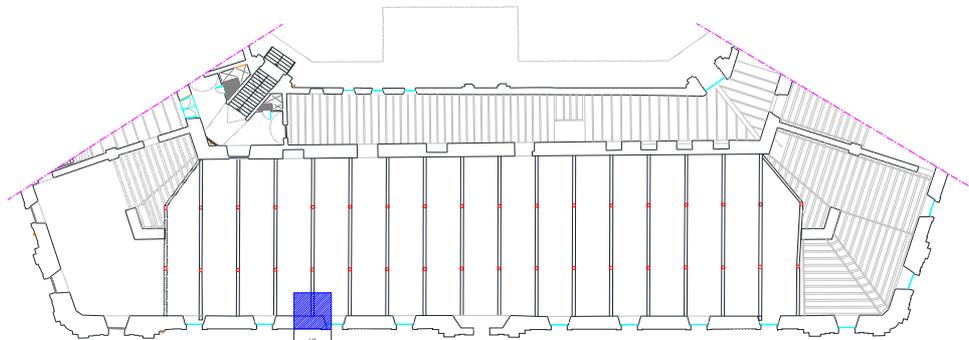


Figura 60 – Individuazione della striscia unitaria di parete oggetto di verifica

Nella verifica del cinematismo si considera la seguente combinazione delle azioni:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} Q_{kj})$$

con ψ_{2j} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_{kj} .

Per il dettaglio dei carichi presi in considerazione si rimanda al paragrafo 3.1 della presente relazione.

4.3.2.1 Analisi cinematica lineare

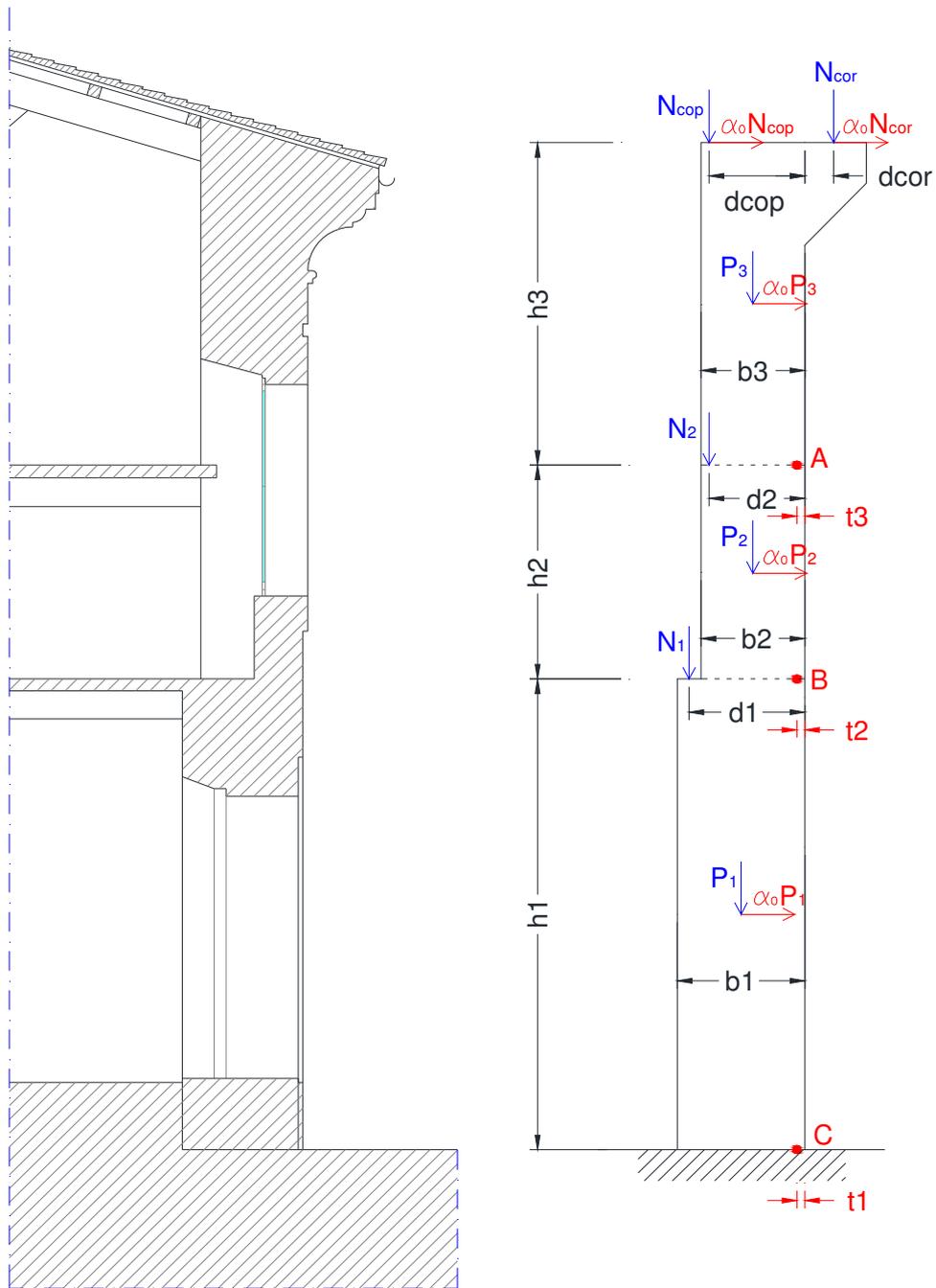


Figura 61 - Schematizzazione della catena cinematica

Stato di fatto:

Ribaltamento ultima elevazione: cerniera in A

Carichi agenti		
Peso proprio parete [kN]	Carichi [kN]	Tiro catena [kN]
$P_3 = 343,21$	$N_{cop} = 23,50$ $N_{cor} = 53,51$	-

Dati geometrici				
Arretramento cerniera [m]	Braccio carichi [m]	Spessore parete [m]	Altezza parete [m]	Altezza tirante [m]
$t_3 = 0,09$	$d_{cop} = 1,1$ $d_{cor} = 0,36$	$b_3 = 1,3$	$h_3 = 4,12$	-

Il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 , che comporta l'attivazione del meccanismo di ribaltamento fuori dal piano della quinta elevazione vale:

$$\alpha_0 = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = \frac{192,47}{1909,08} = 0,159$$

Si ricavano gli spostamenti virtuali orizzontali del carico i-esimo, imponendo una rotazione virtuale della parete attorno alla cerniera:

Spostamenti virtuali	
$\delta_{x,Ncop} = \delta_{x,Ncor} = 1 = h_3 \cdot \Theta \rightarrow \Theta = 0,243$	$\delta_{x,P3} = h_3/2 \cdot \Theta = 0,5$

A questo punto è possibile ricavare la massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{(N_{cop} \cdot \delta_{x,Ncop} + N_{cor} \cdot \delta_{x,Ncor} + P_3 \cdot \delta_{x,P3})^2}{g \cdot (N_{cop} \cdot \delta_{x,Ncop}^2 + N_{cor} \cdot \delta_{x,Ncor}^2 + P_3 \cdot \delta_{x,P3}^2)} = 38,70 \text{ kNs}^2/m$$

e la frazione di massa partecipante della struttura:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{(N_{cop} + N_{cor} + P_3)} = 0,903$$

L'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo vale:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot (N_{cop} + N_{cor} + P_3)}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} = 1,28 \text{ m/s}^2$$

Per eseguire la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita umana è necessario conoscere l'accelerazione di picco della domanda sismica, che si ottiene come:

$$\frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove:

- q è il fattore di struttura assunto pari a 2,25;
- $\gamma = 3N/(2N + 1)$ è il coefficiente di partecipazione modale, con N numero dei piani, e vale 1,29;
- $\Psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata e può essere valutato come $\Psi(Z) = Z/H$ con H altezza totale della costruzione rispetto alla fondazione e Z altezza della cerniera rispetto alla fondazione;
- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito dalle NTC in funzione dei parametri precedentemente determinati, della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento V_R calcolato per il periodo T_1 , a sua volta ottenuto come $T_1 = 0,05 \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 13,21^{3/4} = 0,346 \text{ sec}$.

Verifica allo SLV:

$$a_0^* = 1,28 \text{ m/s}^2 < \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 2,34 \text{ m/s}^2$$

La verifica non è soddisfatta, pertanto il ribaltamento fuori dal piano dell'ultima elevazione non è scongiurato.

Ribaltamento seconda elevazione: cerniera in B

Carichi agenti		
Peso proprio parete [kN]	Carichi [kN]	Tiro catena [kN]
$P_3 = 343,21$	$N_{cop} = 23,50$ $N_{cor} = 53,51$	-
$P_2 = 227,42$	$N_2 = 79,79$	-

Dati geometrici				
Arretramento cerniera [m]	Braccio carichi [m]	Spessore parete [m]	Altezza parete [m]	Altezza tirante [m]
$t_2 = 0,15$	$d_{cop} = 1,1$ $d_{cor} = 0,36$	$b_3 = 1,3$	$h_3 = 4,12$	-
	$d_2 = 1,1$	$b_2 = 1,3$	$h_2 = 2,73$	-

Il moltiplicatore orizzontale dei carichi è pari a $\alpha_0 = 0,118$.

La massa partecipante al cinematismo vale:

$$M^* = 59,41 \text{ kNs}^2/m$$

la frazione di massa partecipante è:

$$e^* = 0,801$$

L'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo vale:

$$a_0^* = 1,07 \text{ m/s}^2$$

Verifica allo SLV:

$$a_0^* = 1,07 \text{ m/s}^2 < \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,64 \text{ m/s}^2$$

La verifica non è soddisfatta, pertanto il ribaltamento fuori dal piano della seconda elevazione non è scongiurato.

Ribaltamento prima elevazione: cerniera in C

Carichi agenti		
Peso proprio parete [kN]	Carichi [kN]	Tiro catena [kN]
$P_3 = 343,21$	$N_{cop} = 23,50$ $N_{cor} = 53,51$	-
$P_2 = 227,42$	$N_2 = 79,79$	-
$P_1 = 652,08$	$N_1 = 71,08$	-

Dati geometrici				
Arretramento cerniera [m]	Braccio carichi [m]	Spessore parete [m]	Altezza parete [m]	Altezza tirante [m]
$t_1 = 0,31$	$d_{cop} = 1,1$ $d_{cor} = 0,36$	$b_3 = 1,3$	$h_3 = 4,12$	-

Dati geometrici				
Arretramento cerniera [m]	Braccio carichi [m]	Spessore parete [m]	Altezza parete [m]	Altezza tirante [m]
	$d_2 = 1,1$	$b_2 = 1,3$	$h_2 = 2,73$	-
	$d_1 = 1,4$	$b_1 = 1,6$	$h_1 = 6,36$	-

Il moltiplicatore orizzontale dei carichi è pari a $\alpha_0 = 0,06$.

La massa partecipante al cinematismo vale:

$$M^* = 115,39 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

la frazione di massa partecipante è:

$$e^* = 0,78$$

L'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo vale:

$$a_0^* = 0,57 \text{ m/s}^2$$

Verifica allo SLV:

$$a_0^* = 0,57 \text{ m/s}^2 < \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} = 1,07 \text{ m/s}^2$$

La verifica non è soddisfatta, pertanto il ribaltamento fuori dal piano della prima elevazione non è scongiurato.

La verifica non è soddisfatta per nessuna delle elevazioni indagate e pertanto è necessario prevedere l'inserimento di tiranti ai vari livelli (copertura e solai alle quote +7,80 m e +10,55 m).

Progetto del tirante:

Facendo riferimento al ribaltamento dell'ultima elevazione (cerniera in A) si determina il tiro di progetto partendo dal valore dell'accelerazione di picco della domanda sismica con cui risalire al valore del moltiplicatore orizzontale dei carichi necessario per determinare il tiro:

$$\frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 2,34 \text{ m/s}^2$$

da cui discende il valore del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 come:

$$\alpha_0 = \frac{2,34 \cdot e^* \cdot FC}{g} = 0,291$$

Il tiro per ciascun telaio in c.a. ($i=3,56$ m), in corrispondenza del piano di falda, per scongiurare il ribaltamento fuori dal piano della parete, si ottiene dalla relazione seguente:

$$T_3 = \frac{(\alpha_0 \cdot M_{rib} - M_{stab})}{4,12} = 38,71 \text{ kN}$$

I tiranti sono costituiti da piatti metallici S275 di dimensioni 100x10 mm disposti con un'inclinazione di circa 57° sull'orizzontale. Si riporta la verifica a trazione della coppia dei piatti considerando il tiro dato da cinque telai.

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

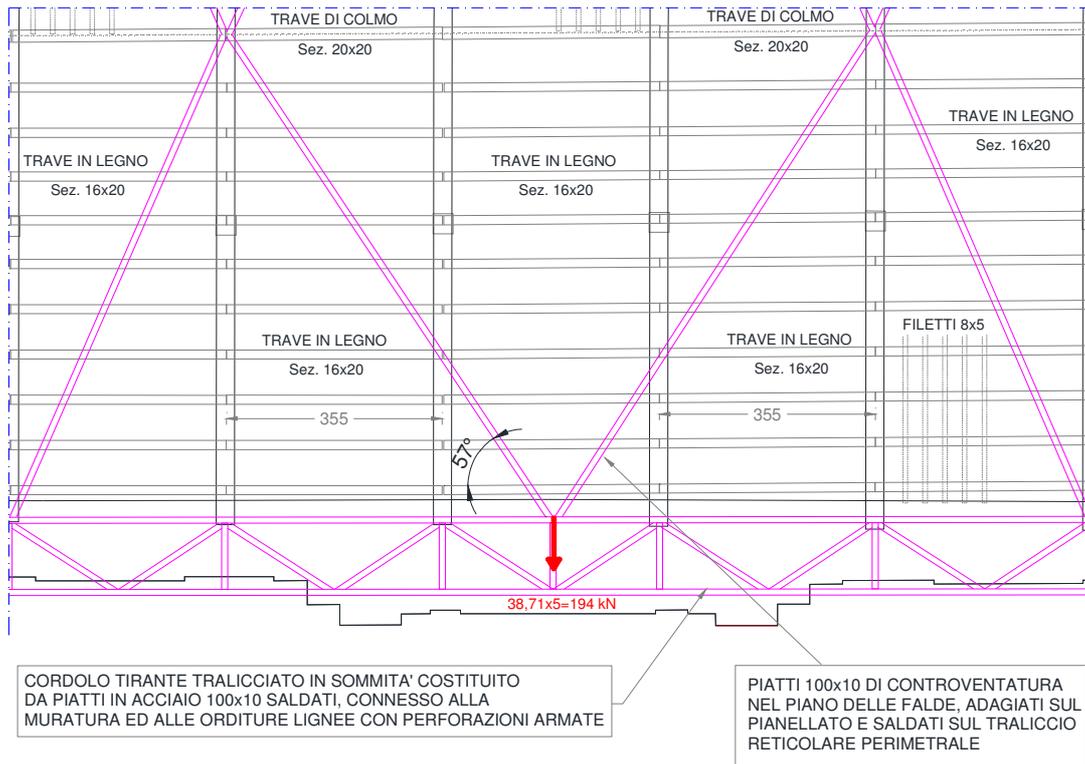


Figura 62 - Stralcio della carpenteria di copertura

La trazione agente sul singolo piatto è data da:

$$T = \frac{193,55}{2} \cdot \frac{1}{\sin 57^\circ} = 115,39 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione del singolo piatto è data da:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{100 \cdot 10 \cdot 275}{1,05} \cdot 10^{-3} = 261,90 \text{ kN}$$

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Stato di progetto:

Ribaltamento ultima elevazione: cerniera in A

Carichi agenti		
Peso proprio parete [kN]	Carichi [kN]	Tiro catena [kN]
$P_3 = 343,21$	$N_{cop} = 23,50$ $N_{cor} = 53,51$	$T_3 = 38,71$

Dati geometrici				
Arretramento cerniera [m]	Braccio carichi [m]	Spessore parete [m]	Altezza parete [m]	Altezza tirante [m]
$t_3 = 0,09$	$d_{cop} = 1,1$ $d_{cor} = 0,36$	$b_3 = 1,3$	$h_3 = 4,12$	$h_T = 4,12$

Il moltiplicatore orizzontale dei carichi è pari a $\alpha_0 = 0,291$.

La massa partecipante al cinematismo vale:

$$M^* = 38,70 \text{ kNs}^2/m$$

la frazione di massa partecipante è:

$$e^* = 0,903$$

L'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo vale:

$$a_0^* = 2,34 \text{ m/s}^2$$

Verifica allo SLV:

$$a_0^* = 2,34 \text{ m/s}^2 = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 2,34 \text{ m/s}^2$$

La verifica è soddisfatta, pertanto il ribaltamento fuori dal piano dell'ultima elevazione è scongiurato.

Ribaltamento seconda elevazione: cerniera in B

Allo stato di progetto il solaio di quota +10,55 m viene tagliato per una lunghezza compresa tra 2,60 m e 3,90 m in quasi tutte le specchiature; nella verifica si tiene conto del carico dato dalla sola trave, che rappresenta la condizione più sfavorevole per l'attivazione del meccanismo locale di collasso. Il meccanismo di ribaltamento qui riportato tiene conto, a vantaggio di statica, del solo tirante sommitale.

Carichi agenti		
Peso proprio parete [kN]	Carichi [kN]	Tiro catena [kN]
$P_3 = 343,21$	$N_{cop} = 23,50$ $N_{cor} = 53,51$	$T_3 = 38,71$
$P_2 = 227,42$	$N_2 = 8,59$	-

Dati geometrici				
Arretramento cerniera [m]	Braccio carichi [m]	Spessore parete [m]	Altezza parete [m]	Altezza tirante [m]
$t_2 = 0,14$	$d_{cop} = 1,1$ $d_{cor} = 0,36$	$b_3 = 1,3$	$h_3 = 4,12$	$h_T = 6,85$
	$d_2 = 1,1$	$b_2 = 1,3$	$h_2 = 2,73$	-

Il moltiplicatore orizzontale dei carichi è pari a $\alpha_0 = 0,20$.

La massa partecipante al cinematismo vale:

$$M^* = 53,43 \text{ kNs}^2/m$$

la frazione di massa partecipante è:

$$e^* = 0,799$$

L'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo vale:

$$a_0^* = 1,82 \text{ m/s}^2$$

Verifica allo SLV:

$$a_0^* = 1,82 \text{ m/s}^2 > \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 1,64 \text{ m/s}^2$$

La verifica è soddisfatta, pertanto il ribaltamento fuori dal piano della seconda elevazione è scongiurato.

Ribaltamento prima elevazione: cerniera in C

Il meccanismo di ribaltamento qui riportato tiene conto, a vantaggio di statica, del solo tirante sommitale.

Carichi agenti		
Peso proprio parete [kN]	Carichi [kN]	Tiro catena [kN]
$P_3 = 343,21$	$N_{cop} = 23,50$ $N_{cor} = 53,51$	$T_3 = 38,71$
$P_2 = 227,42$	$N_2 = 8,59$	-
$P_1 = 652,08$	$N_1 = 71,08$	-

Dati geometrici				
Arretramento cerniera [m]	Braccio carichi [m]	Spessore parete [m]	Altezza parete [m]	Altezza tirante [m]
$t_1 = 0,29$	$d_{cop} = 1,1$ $d_{cor} = 0,36$	$b_3 = 1,3$	$h_3 = 4,12$	$h_T = 13,21$
	$d_2 = 1,1$	$b_2 = 1,3$	$h_2 = 2,73$	-
	$d_1 = 1,4$	$b_1 = 1,6$	$h_1 = 6,36$	-

Il moltiplicatore orizzontale dei carichi è pari a $\alpha_0 = 0,114$.

La massa partecipante al cinematiso vale:

$$M^* = 108,15 \text{ kNs}^2/m$$

la frazione di massa partecipante è:

$$e^* = 0,769$$

L'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo vale:

$$a_0^* = 1,08 \text{ m/s}^2$$

Verifica allo SLV:

$$a_0^* = 1,08 \text{ m/s}^2 > \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} = 1,07 \text{ m/s}^2$$

La verifica è soddisfatta, pertanto il ribaltamento fuori dal piano della prima elevazione è scongiurato.

Si ribadisce che, pur non essendo strettamente necessari, vengono inseriti degli elementi di tirantatura oltre che sul piano di falda della copertura, anche alle altre due elevazioni vista la minore rigidità del solaio di copertura rispetto ai solai di piano costituiti da solette in c.a..

4.4 Verifica dei nuovi solai con struttura leggera

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di sicurezza delle strutture in acciaio relative ai nuovi solai con struttura leggera di quota +4,70 m, +7,70 m, +10,70 m, +13,40 m, collocati nella parte interna del lato B-C che prospetta sulla corte interna. Il solaio è costituito da una serie di travi con passo costante a sezione mista acciaio-calcestruzzo, appoggiate all'interno di apposite "tasche" ricavate nelle murature perimetrali esistenti.

Le travi principali sono realizzate con profili HEA 120 in acciaio S275 poste ad interasse 1,00 m, mentre la soletta è realizzata mediante un calcestruzzo alleggerito classe LC 25/28 avente uno spessore complessivo pari ad 80 mm. Il getto è sostenuto da una lamiera grecata di altezza 25 mm e spessore 0,6 mm disposta in direzione perpendicolare alle travi principali. Il sistema di connessione è costituito da pioli tipo *TECNARIA* $\Phi 12$ ed $h=60$ mm, che vengono installati in opera mediante una chiodatrice a sparo.

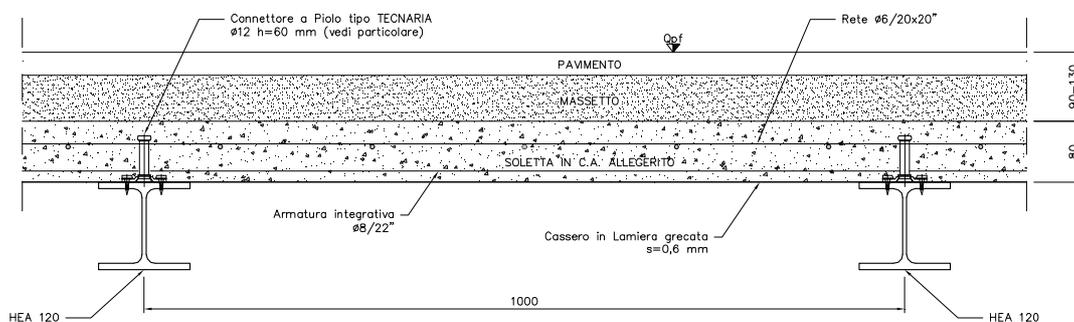


Figura 63 - Sezione nuovi solai acciaio-calcestruzzo

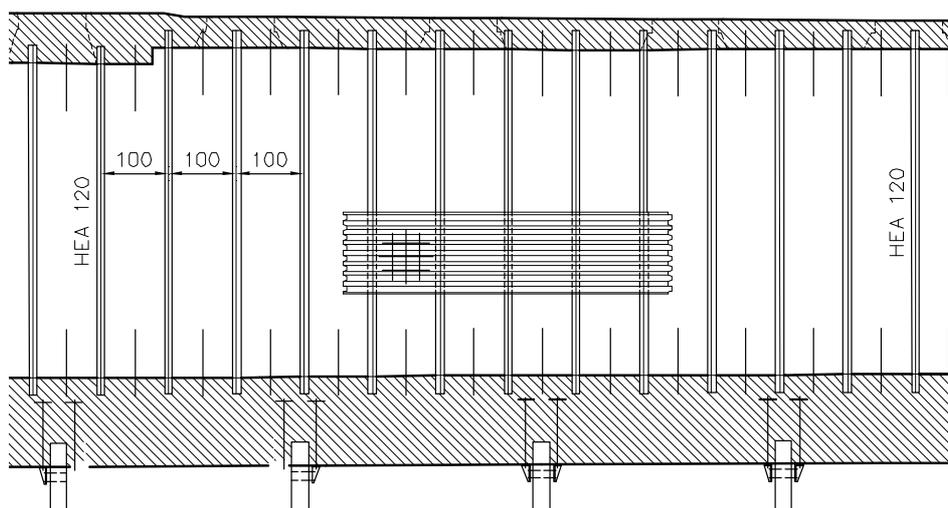


Figura 64 - Stralcio planimetrico nuovi solai acciaio-calcestruzzo

4.4.1 Verifiche allo SLU

Le singole travi sono state dimensionate, a vantaggio di sicurezza, considerando uno schema statico a trave appoggiata trascurando l'effettivo grado di vincolo alle estremità e con una luce di $l=4,80$ m.

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate considerando le seguenti 3 sezioni tipo:

Sezione Tipo 1: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 11,86$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata;

Sezione Tipo 3: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 31,16$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti.

Sezione Tipo 5: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e della soletta di calcestruzzo.

I coefficienti d'omogeneizzazione utilizzati nella definizione dei modelli di calcolo e per le verifiche di sicurezza sono stati determinati secondo i criteri esposti al P.to 5.4.2.2 di UNI EN 1994-2 *Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo*.

La valutazione della larghezza collaborante della soletta è effettuata con riferimento alle indicazioni del punto 4.3.2.3 del DM 2008.

La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_0 impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e le aliquote b_{e1} e b_{e2} , che costituiscono il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, si assumono pari a:

$$b_{ei} = \min \left[\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2} \right].$$

Il valore di L_e nelle travi semplicemente appoggiate coincide con la luce della trave, nelle travi continue L_e è la distanza indicata in Figura 4.65.

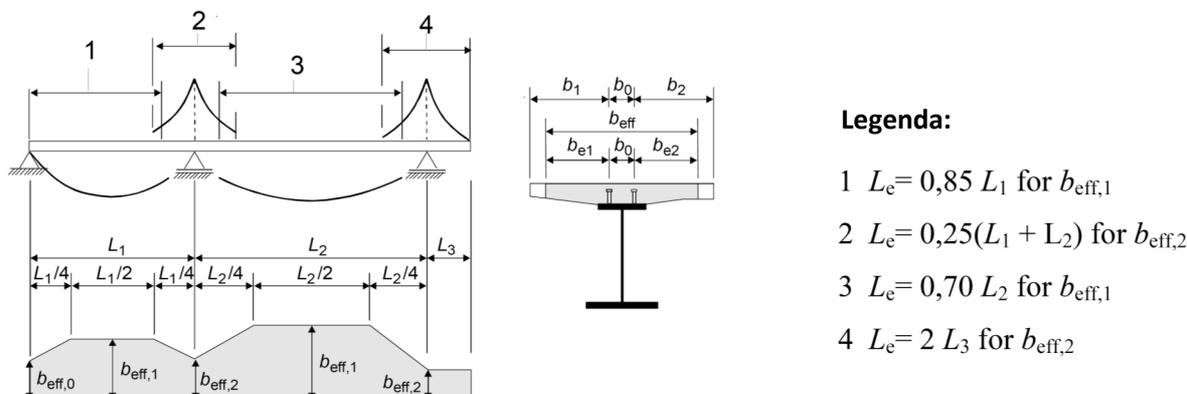


Figura 4.65 – Luci equivalenti (L_e) per il calcolo della larghezza efficace della soletta per travi continue

Nel caso in esame si è assunto $b_{eff}=1,00$ m.

RESISTENZA ELASTICA A FLESSIONE

La resistenza è valutata in campo elastico e si utilizzano le seguenti tensioni di calcolo per i materiali:

- acciaio strutturale (trazione o compressione) $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$ con $\gamma_{M0}=1,05$
- barre di armature in soletta $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$ con $\gamma_s=1,15$
- calcestruzzo (compressione) $0,85f_{cd} = 0.85 f_{ck}/\gamma_c$ con $\gamma_c=1,5$

La verifica è soddisfatta se risulta $\eta_1 \leq 1,0$ nelle fibre estreme della sezione, con η_1 valore adimensionalizzato delle tensioni definito nell'eurocodice EN1993-1-5. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni dell'EN 1993-1-5.

RESISTENZA A TAGLIO

La resistenza di progetto a taglio è valutata con:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$$

dove $V_{bw,Rd}$ resistenza a taglio dell'anima e $V_{bf,Rd}$ resistenza a taglio delle flange. La verifica a taglio è in questa relazione di calcolo posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente secondo la seguente formulazione $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$.

INTERAZIONE TAGLIO – MOMENTO FLETTENTE

Quando V_{Ed} è maggiore della metà di $V_{b,Rd}$ è necessario ridurre la resistenza a flessione della sezione trasversale. La riduzione da prendere in considerazione dipende dalla sezione trasversale, nel caso di sezioni di classe 1 o 2 secondo le indicazioni di EN 1994-2 oppure per sezioni di classe 3 o 4, secondo le indicazioni dell'eurocodice EN1993-1-5.

Nel seguito le verifiche di resistenza per flessione, taglio e di interazione flessione-taglio sono riportate in maniera sintetica:

CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO

Coeff. parziale acciaio	$g_{M0} = 1,05$
Coeff. parziale acciaio	$g_{M1} = 1,10$
Tens. snervamento anima	$f_{yw} = 2750$ Kg/cm ²
Tens. Snerv. flangia sup.	$f_{yfs} = 2750$ Kg/cm ²
Tens. Snerv. flangia inf.	$f_{yfi} = 2750$ Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	$n = 0,3$
Modulo elastico	$E_a = E_a =$ Kg/cm ²
Coeff. parz. tensionale	$g_{M,ser} = 1,00$

TRAVE IN ACCIAIO

Altezza totale	$h_a = 11,4$ cm
Larghezza ala superiore	$b_3 = 12,0$ cm
Spessore ala superiore	$t_3 = 0,8$ cm

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Altezza anima	b2 =	9,8 cm
Spessore anima	t2 =	0,50 cm
Larghezza ala inferiore	b1 =	12,0 cm
Spessore ala inferiore	t1 =	0,8 cm
Area anima	Aw =	4,9 cm ²
Area totale	Aa =	24,1 cm ²
Posiz. baricentro (Ga)	Ya =	5,7 cm
Inerzia rispetto a Ga	Ia =	579,6 cm ⁴

SOLETTA IN C.A.

Larghezza collaborante	B =	100,0 cm
Spessore soletta	hc =	5,50 cm
Altezza raccordo	hr =	3,50 cm
Larghezza raccordo	br =	12,00 cm
Area soletta	Ac =	592,00 cm ²
Distanza baricentro	dc =	5,9 cm
Posiz. baricentro (Gc)	Yc =	17,3 cm
Inerzia rispetto a Gc	Ic =	2219,5 cm ⁴

ALTEZZA TOTALE SEZIONE H = 20,4 cm

SEZIONI TIPO		1	2	3	4	5
Azione		BT	Ritiro	LT	Acc.+Arm.	Acciaio
Coeff. Omogeneizzazione	ni	11,86	31,16	31,16	---	---
Larghezza collaborante	bl	100,0	100,0	100,0	---	---
Spessore soletta	hc,i	5,50	5,50	5,50	---	---
Altezza raccordo	hr,i	3,50	3,50	3,50	---	---
Area soletta	Ac,i	592,00	592,00	592,00	---	---
Distanza baricentro	dc,i	5,9	5,9	5,9	---	---
Posiz. baricentro (Gc)	Yc,i	17,3	17,3	17,3	---	---
Inerzia rispetto a Gc	Ic,i	2219,5	2219,5	2219,5	---	---
Modulo elastico cls	Eic	Eic	Eic	---	---	---
Area	Ai	74	43	43	24	24
Posiz. baricentro (G)	Yi	13,54	10,83	10,83	5,70	5,70
Inerzia rispetto a G	Ii	2965	2088	2088	580	580
Mom. statico soletta	Si	189	124	124	---	---
Mom. statico anature	Saf	---	---	---	0	---
Modulo arm. sup.	Waf1	---	---	---	-71	---
Modulo p.to F	Wf,F	-5129	-6796	-6796	---	---
Modulo p.to E	Wf,E	-25930	-15974	-15974	---	---
Modulo p.to D	Wf,D	1383	-3644	-3644	-102	-102
Modulo p.to C	Wf,C	1007	9196	9196	-118	-118
Modulo p.to B	Wf,B	233	208	208	118	118
Modulo p.to A	Wf,A	219	193	193	102	102

CARICHI	F. Ass.	Momento	Taglio	Coeff.	Sez.
	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	combo	tipo
(1) Peso acciaio+Peso soletta in cls	0,0	3,74	3,12	1,30	5
(2) Vento	0,0	0,00	0,00	0,00	1
(3) Carichi permanenti	0,0	4,03	3,36	1,30	3
(4) Precompressione	0,0	0,0	0,0	0,00	3
(5) Cedimento appoggi	0,0	0,0	0,0	0,00	3
(6) Effetti ISO ritiro: soletta	0,00	---	---	1,20	---
(7) Effetti ISO ritiro: struttura mista	0,00	0,00	---	1,20	2
(8) Effetti IPER ritiro: struttura mista	0,0	0,0	0,0	1,20	2
(9) Effetti ISO var. term. POS.: soletta	0,00	---	---	0,00	---
(10) Effetti ISO var. term. POS.: struttura mista	0,00	0,00	---	0,00	1
(11) Effetti IPER var. term. POS.: struttura mista	0,0	0,0	0,0	0,00	1
(12) Carichi accidentali	0,0	11,52	9,60	1,50	1
(13) Effetti ISO var. term. NEG.: soletta	0,00	---	---	0,72	---
(14) Effetti ISO var. term. NEG.: struttura mista	0,00	0,00	---	0,72	1
(15) Effetti IPER var. term. NEG.: struttura mista	0,0	0,0	0,0	0,72	1

	SOLLECITAZIONI			TENSIONI [daN/cm ²]							
	N x Coeff.	M x Coeff.	V x Coeff.	Fibra A	Fibra B	Fibra C	Fibra D	Fibra E	Fibra F	Arm. Af1	Anima BC
(1)	0,0	4,9	4,1	478	411	-411	-478	0	0	0	83
(2)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
(3)	0,0	5,2	4,4	272	252	6	-14	-3	-3	-77	89
(4)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
(5)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
(6)	0,0	---	---	---	---	---	---	0	0	---	---
(7)	0,0	0,0	---	0	0	0	0	0	0	0	---
(8)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
(9)	0,0	---	---	---	---	---	---	0	0	---	---
(10)	0,0	0,0	---	0	0	0	0	0	0	0	---
(11)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
(12)	0,0	17,3	14,4	789	743	172	125	-7	-34	-21	294
(13)	0,0	---	---	---	---	---	---	0	0	---	---
(14)	0,0	0,0	---	0	0	0	0	0	0	0	---
(15)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT =	0,0	27,4	22,0	1539	1405	-234	-368	-10	-41	-98	466

VERIFICA DI RESISTENZA ALLO SLU

Verifica SLU Tensioni Calcestruzzo

$$s_{min,cls} = 41 < 141,7 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICA POSITIVA}$$

Verifica SLU Piattabanda SUP

$$h_{1SUP} = 0,11 < 1 \quad \text{VERIFICA POSITIVA}$$

Verifica SLU Piattabanda INF

$$h_{1INF} = 0,56 < 1 \quad \text{VERIFICA POSITIVA}$$

Verifica a TAGLIO anima con contributo flange	$h_3 = 0,27 < 1$	VERIFICA POSITIVA
Interazione SLU N-M-V	$h_{1-3} = \dots < 1$	VERIFICA POSITIVA

Le verifiche risultano abbondantemente soddisfatte.

4.4.2 Verifiche allo SLE

In accordo con quanto prescritto al paragrafo 4.2.4.2 delle NTC si riportano le verifiche agli stati limite di esercizio.

Verifica deformabilità HEA 120

Si procede alla verifica della trave tipo considerata appoggiata agli estremi con luce di calcolo pari a 4,80 m e interasse pari a 1,00 m. I valori dei momenti d'inerzia utilizzati nei calcoli si riferiscono alla sezione composta tipo 1 e 3 rispettivamente per il sovraccarico variabile e i carichi permanenti.

I limiti di deformazione imposti dalla normativa per i solai in genere sono:

- $\delta_2 = \frac{L}{300} = \frac{480}{300} = 1,6 \text{ cm}$ spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
- $\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{480}{250} = 1,92 \text{ cm}$ spostamento nello stato finale (combinazione rara)

Tenendo conto dei seguenti carichi $G_1=1,3 \text{ KN/ m}^2$, $G_2=1,40 \text{ KN/ m}^2$ e $Q=4,00 \text{ KN/m}^2$ a cui si aggiunge il peso proprio del profilo in acciaio, si hanno le seguenti frecce massime:

$$\delta_{acc} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{acc} \cdot l^4}{E \cdot J_1} = 0,55 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 1,6 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{perm} \cdot l^4}{E \cdot J_{perm}} = 0,47 \text{ cm}$$

La freccia complessiva risulta pari a $\delta_{max} = \delta_{perm} + \delta_{acc} = 1,02 \text{ cm} < 1,92 \text{ cm}$.

La verifica risulta soddisfatta.

4.5 Verifica dei soppalchi in legno esistenti

Si riportano le verifiche di sicurezza relative al solaio esistente a quota 10,55 m formato da travi in legno massiccio con sezione 18x24 cm poste ad interasse costante di 0,63 m e luce di calcolo pari a 5,65 m. Le travi, a loro volta, sono sostenute da travi principali in acciaio IPN 300 aventi luce $l=7,35$ m che appoggiano, da un lato sui pilastri in muratura e dall'altro sulla parete perimetrale in muratura.



Figura 66 - Soppalco in legno esistente di quota +10,55 m

Per le travi in legno si considerano le caratteristiche meccaniche di un legno massiccio di abete di classe C24 secondo norma UNI EN 338.

4.5.1 Verifiche allo SLU

Verifica a flessione trave in legno

Prendendo in considerazione i carichi agenti sulla trave (peso proprio e carichi derivanti dal solaio, con un accidentale di 300 kg/m^2) ed una luce di calcolo $l=5,65$ m, si ottiene il seguente valore della sollecitazione flessionale in mezzera:

$$M_d = 13,27 \text{ kNm}$$

da cui si ricava il valore della tensione $\sigma_{m,z,d} = M_d/W = 7,68 \text{ MPa}$

Con $f_{m,z,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{24 \cdot 0,6}{1,5} = 9,6 \text{ MPa}$ e $k_m = 1$ a favore di sicurezza, dalla formula generale di verifica si ottiene:

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 1 \cdot \frac{7,68}{9,6} = 0,8 \leq 1$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio trave in legno

Prendendo in considerazione i carichi agenti sulla trave (peso proprio e carichi derivanti dal solaio, con un accidentale di 300 kg/m^2) ed una luce di calcolo $l = 5,65$ m, si ottiene il valore della sollecitazione di taglio massima in corrispondenza degli appoggi:

$$V_d = 9,40 \text{ kN}$$

Per la verifica a taglio deve risultare:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

con

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{A_{sez}} = 1,5 \cdot \frac{9,40 \cdot 10^3}{180 \cdot 240} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_m} = \frac{0,6 \cdot 3}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

La sezione in corrispondenza dell'appoggio risulta abbondantemente verificata.

Verifica a flessione IPN 300

Per le travi in acciaio si considera una luce di calcolo pari a 7,35 m ed un interasse medio di 3,35 m. Per lo schema statico si fa sempre riferimento a quello di trave semplicemente appoggiata.

Il momento flettente in mezzeria risulta:

$$M_d = 119,4 \text{ kNm}$$

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione
 (Flessione nel piano dell'anima)

$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$ $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ M_{Ed} = momento flettente di calcolo
 $M_{pl,Rd}$ = momento resistente

W_{pl} = modulo resistente plastico
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante M = 120 [kNm]
 Scelta del profilo IPE 300
 Classe dell'acciaio S275JO - S275JR - S275J2

OUTPUT
 (VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)

M_{Ed} =	120,00 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0,73	Verifica soddisfatta
$M_{c,Rd}$ =	164,58 [kNm]			

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio IPN 300

Il taglio massimo in corrispondenza dell'appoggio risulta $V_d = 65 \text{ kN}$.

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio
(Taglio parallelo all'anima)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M2}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
 A_v = area resistente a taglio
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M2} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante V = [kN]

Scelta del profilo

Classe dell'acciaio

OUTPUT
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)

V_{Ed} =	65,00 [kN]	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$ =	0,17	Verifica soddisfatta
$V_{c,Rd}$ =	388,30 [kN]			

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta.

4.5.2 Verifiche allo SLE

In accordo con quanto prescritto al paragrafo 4.2.4.2 delle NTC si riportano le verifiche agli stati limite di esercizio.

Verifica deformabilità IPN 300

Si procede alla verifica della IPN 300 con luce di calcolo pari a 7,35 m e interasse medio pari a 3,35 m.

I limiti di deformazione imposti dalla normativa per i solai in genere sono:

$$- \delta_2 = \frac{L}{300} = \frac{735}{300} = 2,45 \text{ cm} \quad \text{spostamento elastico dovuto ai carichi variabili}$$

Tenendo conto dei seguenti carichi $G_1=0,6 \text{ KN/m}^2$ e $Q=3,00 \text{ KN/m}^2$, cui si sommano il peso proprio del profilo in acciaio e della contro freccia iniziale, si hanno le seguenti frecce massime:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,05 \cdot 10^{-2} \cdot 735^4}{21000 \cdot 8356,10} = 2,18 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 2,45 \text{ cm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

4.6 Verifica della nuova orditura secondaria lignea della copertura (corpo centrale zona “Nervi”)

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di sicurezza relative alla nuova orditura secondaria della copertura in legno. In particolare verranno analizzati i nuovi traversi di sezione 16x20 cm ed interasse di 0,80 m e la trave di colmo da 20x20 cm.

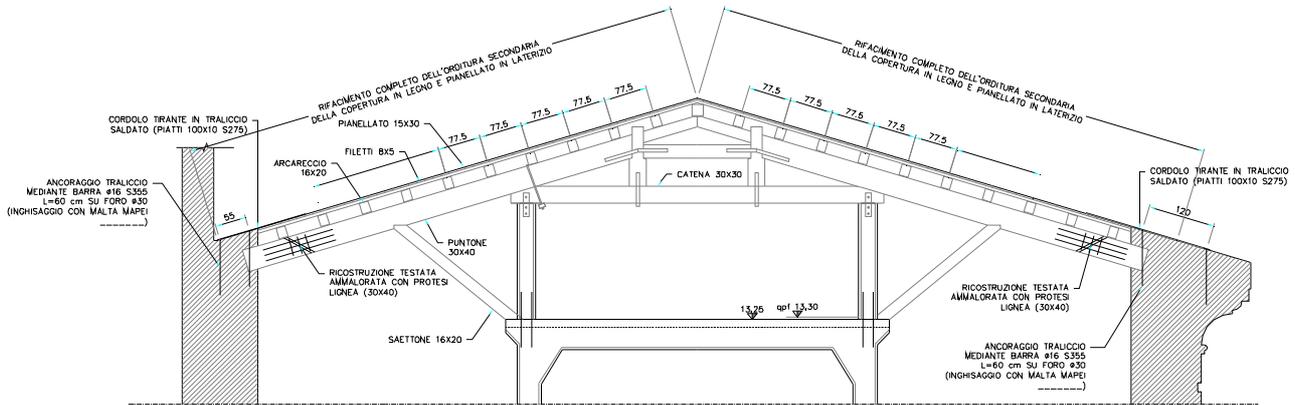


Figura 67 - Sezione trasversale della nuova copertura

Per le travi in legno si considerano le caratteristiche meccaniche di un legno massiccio di abete classe C30 secondo norma UNI EN 338.

4.6.1 Verifiche allo SLU

Verifica a flessione deviata trasverso

Prendendo in considerazione i carichi agenti sulle travi (peso proprio e carichi derivanti dal solaio), aventi luce di calcolo $l=3,55$ m si ottengono i seguenti valori delle sollecitazioni flessionali in mezzzeria:

$$M_{zd} = 5,67 \text{ kNm} \quad M_{yd} = 1,75 \text{ kNm}$$

Da cui si ricavano i valori delle tensioni $\sigma_{m,z,d} = M_{zd}/W = 5,32 \text{ MPa}$ e $\sigma_{m,y,d} = M_{yd}/W = 1,64 \text{ MPa}$

Con $f_{m,z,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{29 \cdot 0,6}{1,5} = 11,6 \text{ MPa}$; $k_m = 0,7$ dalle formule generali di verifica si trova:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{1,64}{11,6} + 0,7 \frac{5,32}{11,6} = 0,46 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \frac{1,64}{11,6} + \frac{5,32}{11,6} = 0,56 \leq 1$$

Le verifiche risultano abbondantemente soddisfatte.

Verifica a taglio trasverso

Prendendo in considerazione i carichi agenti (peso proprio e carichi derivanti dal solaio) ed una luce di calcolo pari a 3,55 m, si ottiene il valore della massima sollecitazione di taglio agli appoggi:

$$V_d = 7 \text{ kN}$$

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{A_{sez}} = 1,5 \cdot \frac{7 \cdot 10^3}{160 \cdot 200} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_m} = \frac{0,6 \cdot 3}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

La sezione in corrispondenza dell'appoggio risulta abbondantemente verificata.

Verifica a presso-flessione trave di colmo

La trave di colmo è un elemento strutturale che risulta inflesso per azione dei carichi gravanti sulla copertura e compresso per l'azione sismica. Infatti, il controvento di falda, costituito dalle croci di Sant'Andrea (piatti da 100x10 mm), dalla trave di colmo e dalla trave reticolare in testa alle pareti, in situazione sismica esercita un'azione di trattenimento delle pareti, per effetto della quale insorge una sollecitazione di compressione sulla trave di colmo. Nella sezione più sollecitata la forza assiale vale 125,7 kN. Prendendo in considerazione anche i carichi agenti sulla copertura, si ottengono i seguenti valori delle sollecitazioni assiali e flessionali agenti in mezzera:

$$M_{zd} = 6,21 \text{ kNm} \quad N_{xd} = 125,7 \text{ kN.}$$

Da cui si ricavano i valori delle tensioni $\sigma_{m,z,d} = M_{zd}/W = 4,65 \text{ MPa}$ e $\sigma_{c,o,d} = N_{xd}/A = 3,14 \text{ MPa}$

Assumendo le seguenti caratteristiche di resistenza:

$$f_{m,z,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{29 \cdot 0,6}{1,5} = 11,6 \text{ MPa};$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{23 \cdot 0,6}{1,5} = 9,2 \text{ MPa};$$

si ottiene:

$$\left(\frac{\sigma_{c,o,d}}{f_{c,o,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \left(\frac{3,14}{9,2}\right)^2 + \frac{4,65}{11,6} = 0,53 < 1$$

Le verifica a presso flessione risulta abbondantemente soddisfatta.

Verifica a taglio trave di colmo

Prendendo in considerazione i carichi trasmessi dal solaio di copertura, oltre al peso proprio del colmo, si ottiene il valore della sollecitazione tagliante agente in corrispondenza dell'appoggio (per una luce di calcolo di 3,55 m):

$$V_d = 7 \text{ kN}$$

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{A_{sez}} = 1,5 \cdot \frac{7 \cdot 10^3}{200 \cdot 200} = 0,26 \text{ MPa} < f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_m} = \frac{0,6 \cdot 3}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

La sezione in corrispondenza dell'appoggio risulta abbondantemente verificata.

Verifica per instabilità della trave di colmo

Gli sforzi assorbiti dai controventi di falda generano delle compressioni lungo la trave di colmo. Nel seguito si riporta la verifica per instabilità di una singola trave di colmo avente lunghezza libera di inflessione pari a 3,55 m.

Il massimo valore della forza di compressione sulla trave di colmo risulta pari a $N_{xd} = 125,7 \text{ kN}$. Assumendo $f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{23 \cdot 0,6}{1,5} = 9,2 \text{ MPa}$ e $E_{0,0,5} = 8000 \text{ MPa}$, la verifica di instabilità, in base al paragrafo 4.4.8.2.2 delle NTC, conduce a:

$$\lambda_{rel,c} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,0,5}}} = 1,05;$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2) = 1,13;$$

$$k_{crit} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} = 0,65;$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit} \cdot f_{c,0,d}} = 0,53 < 1$$

Le verifiche risultano abbondantemente soddisfatte.

4.6.2 Verifiche in condizioni di incendio capriata di copertura

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche nelle condizioni di incendio per il puntone e la trave principale delle capriate di copertura.

Per le azioni si farà riferimento a quanto riportato in 4.1 combinate secondo quanto previsto al §2.5.3 delle NTC per *Combinazione eccezionale*:

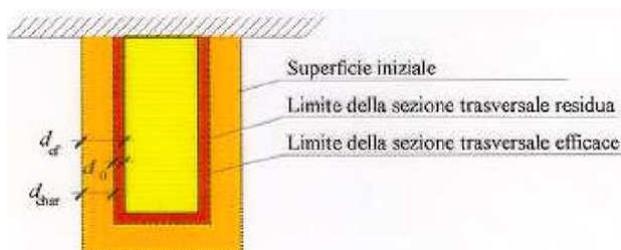
$$F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{21} Q_{k2} + \dots$$

Per quanto riguarda i coefficienti parziali del materiale in condizioni eccezionali si utilizza $\gamma_m = 1,00$.

Le verifiche dei diversi elementi strutturali vengono condotte con il *metodo della sezione efficace* come previsto dal UNI-ENV 1995 1-2. Le nuove sezioni efficaci si ricavano a partire da quelle rilevate riducendoli di una opportuna profondità di carbonizzazione d_0 su ciascun lato esposto all'incendio.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 = \beta_n t + k_0 d_0$$

- d_{ef} : profondità di carbonizzazione;
- β_n : velocità di carbonizzazione ideale, convenzionalmente superiore a quella effettiva per includere fessurazioni e spigoli arrotondati;
- k_0 : coeff.(t); variabile da 0 a 1 per $0 < t < 20 \text{ min}$ e 1 per $t > 20 \text{ min}$
- $d_0 = 7 \text{ mm}$: strato iniziale di carbonizzazione

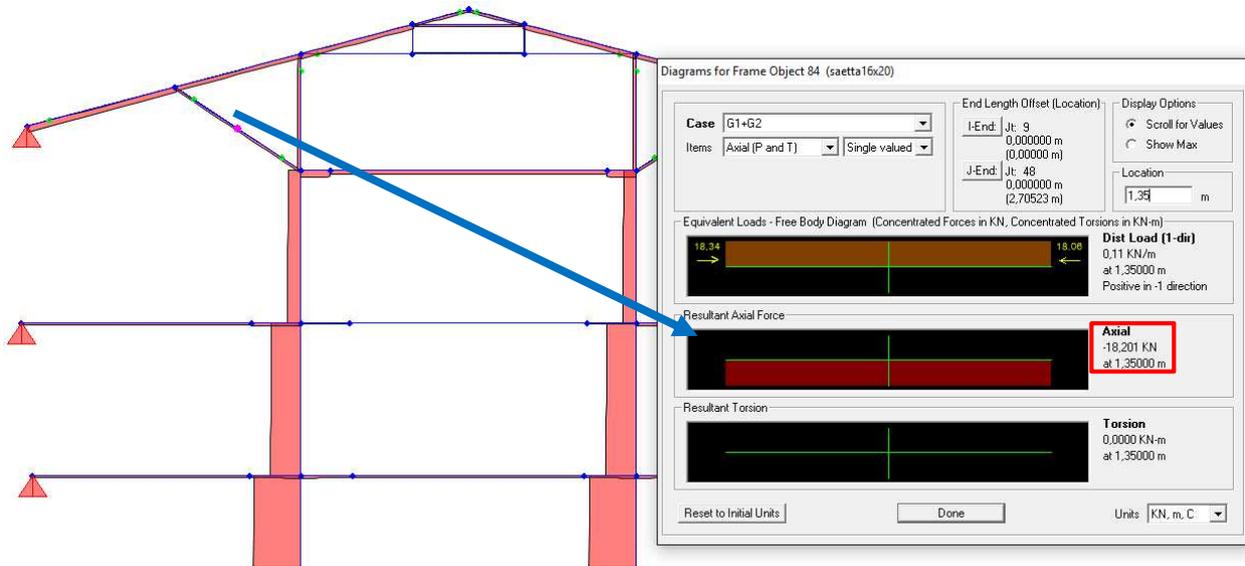


Per gli elementi della capriata si ipotizza una resistenza al fuoco di 60 minuti (REI 60), considerando per le specie legnose Larice II categoria $\beta_n = 0,8 \text{ mm/min}$.

La profondità di carbonizzazione che ne deriva risulta pari a 55 mm.

Verifica a compressione puntone

La verifica nelle condizioni di incendio viene di seguito riportata per il puntone che risulta semplicemente compresso con azioni parallele alla fibratura. Le sollecitazioni sono state desunte direttamente dal modello di calcolo del telaio piano:



Innanzitutto si esegue la verifica di un elemento ligneo a compressione parallela alla fibratura, come riportato in §4.4.8.1.3 delle NTC. La sezione iniziale è pari a 160 x 180 mm mentre in fase di verifica, con riduzione della sezione su 4 lati, si ha 50 x 70 mm. Si ha:

$$\sigma_{c,o,d} = N_{xd}/A = 5,2 \text{ MPa} < f_{c,o,d} = 21 \text{ MPa}$$

La sezione del puntone risulta abbondantemente verificata.

Verifica per instabilità della puntone

Nel seguito si riporta la verifica per instabilità del puntone avente lunghezza libera di inflessione pari a 2,45 m.

Il massimo valore della forza di compressione sul puntone risulta pari a $N_{xd} = 18,2 \text{ kN}$. Assumendo $f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{21 \cdot 1,0}{1,0} = 21 \text{ MPa}$ e $E_{0,0,5} = 11000 \text{ MPa}$, la verifica di instabilità, in base al paragrafo 4.4.8.2.2 delle NTC, conduce a:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = 1,68;$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2) = 2,048;$$

$$k_{crit} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} = 0,31;$$

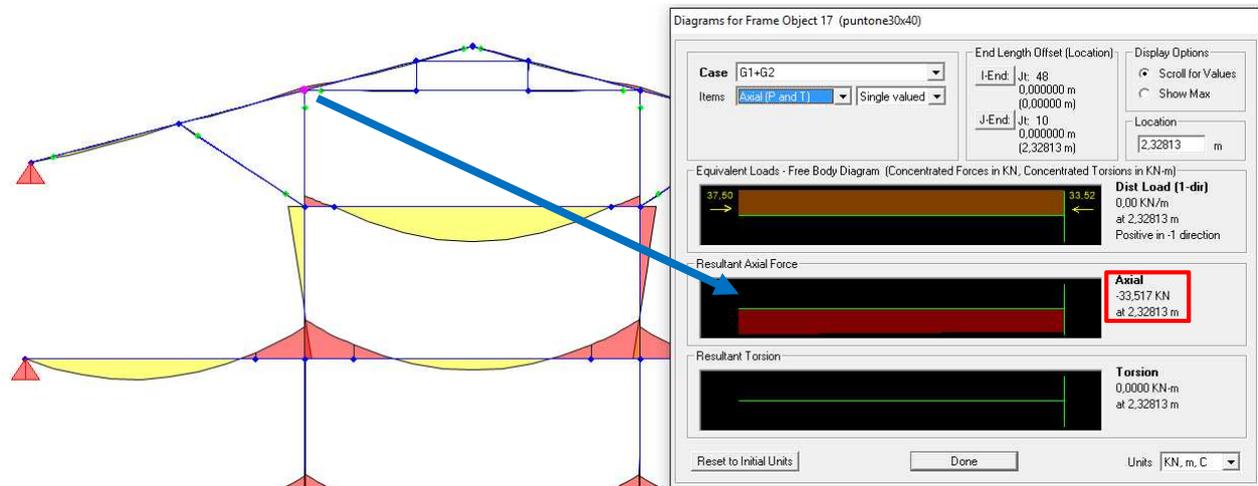
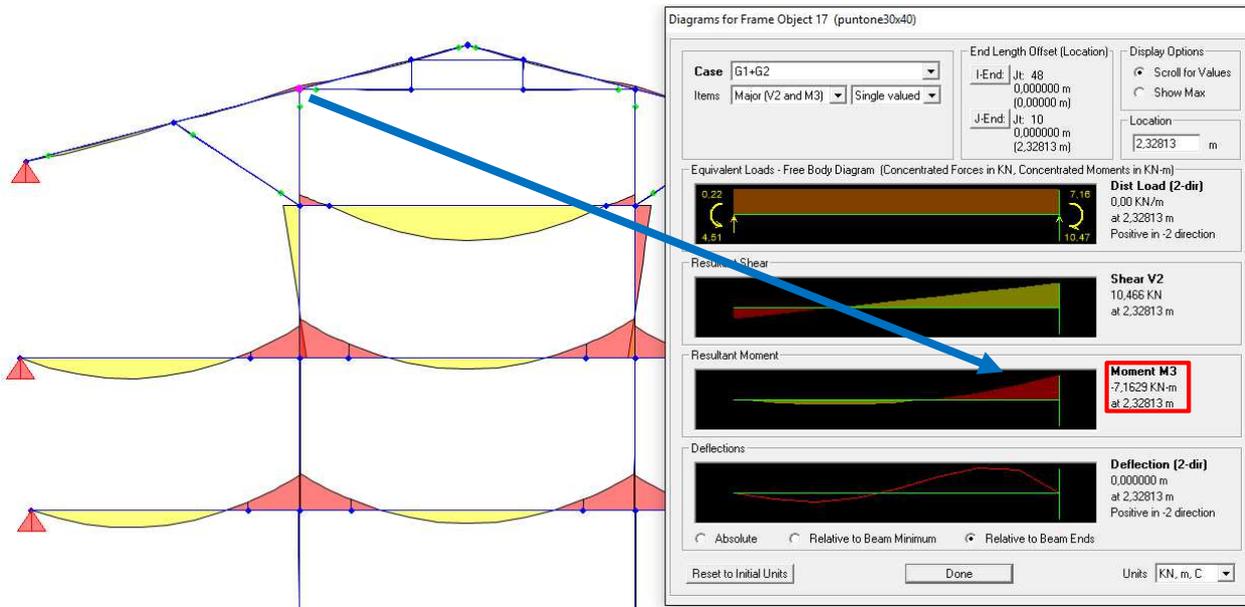
$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit} \cdot f_{c,o,d}} = 0,79 < 1$$

Le verifica risulta soddisfatta.

Verifica a presso-flessione cosciale

I cosciali laterali sono un elemento strutturale che risulta inflesso e compresso per azione dei carichi gravanti sulla copertura. La sezione iniziale è pari a 280 x 380 mm mentre in fase di verifica, con riduzione della sezione su 3 lati, si ha 170 x 325 mm. Si ha:

Anche in questo caso le sollecitazioni sono state estrapolate direttamente dal modello di calcolo:



Nella sezione più sollecitata la forza assiale vale 33,5 kN. Prendendo in considerazione anche i carichi agenti sulla copertura, si ottengono i seguenti valori delle sollecitazioni assiali e flessionali agenti:

$$M_{zd} = 7,16 \text{ kNm} \quad N_{xd} = 33,5 \text{ kN}.$$

Da cui si ricavano i valori delle tensioni $\sigma_{m,z,d} = M_{zd}/W = 2,39 \text{ MPa}$ e $\sigma_{c,o,d} = N_{xd}/A = 0,60 \text{ MPa}$

Assumendo le seguenti caratteristiche di resistenza:

$$f_{m,z,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{24 \cdot 1,0}{1,0} = 24 \text{ MPa};$$

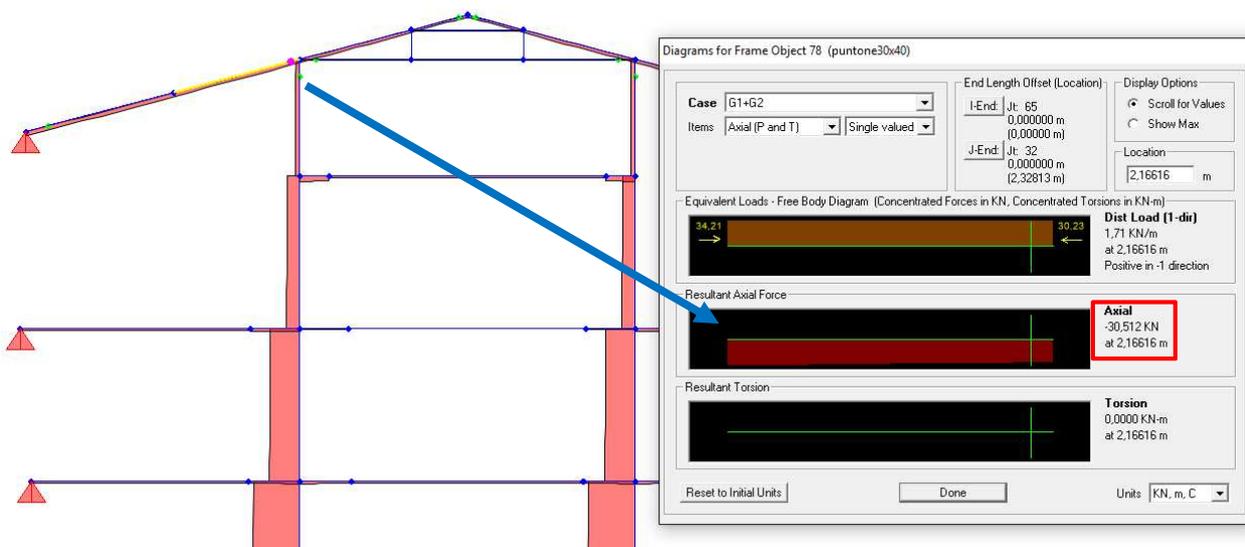
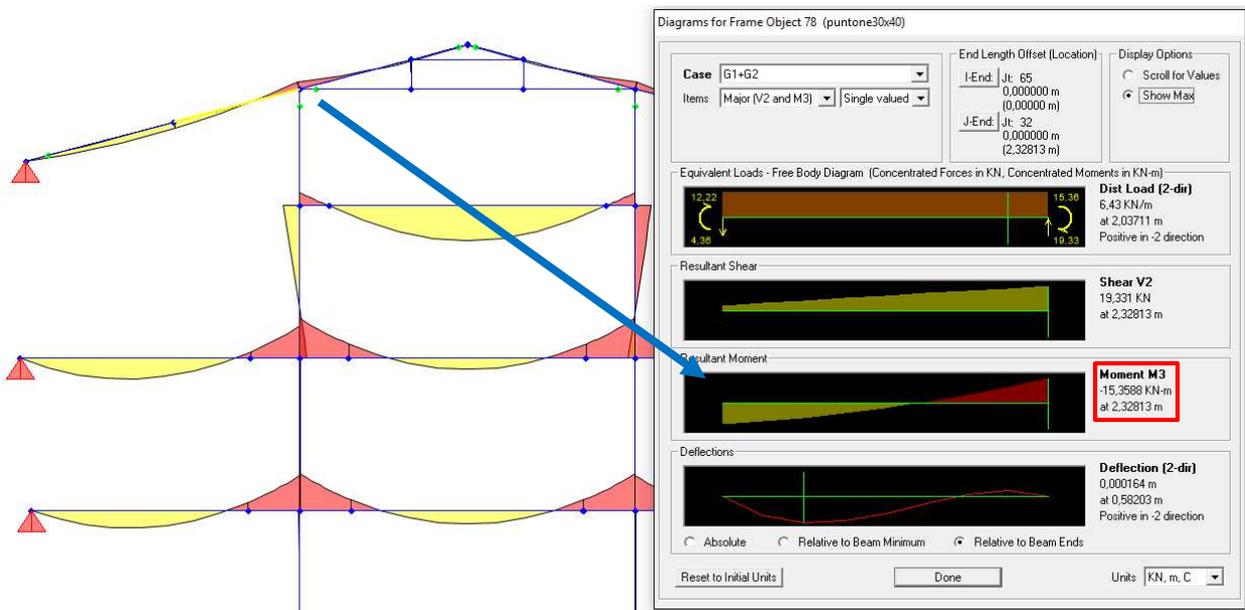
$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{21 \cdot 1,0}{1,0} = 21 \text{ MPa};$$

si ottiene:

$$\left(\frac{\sigma_{c,o,d}}{f_{c,o,d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \left(\frac{0,60}{21}\right)^2 + 0,7 \cdot \frac{2,39}{24} = 0,07 < 1$$

Le verifica a presso flessione risulta abbondantemente soddisfatta.

Infine a favore di sicurezza si riporta la verifica sempre del cosciale di copertura ma con una configurazione statica in assenza di puntone.



Le sollecitazioni assiali e flessionali agenti sono pari a:

$$M_{zd} = 15,36 \text{ kNm}$$

$$N_{xd} = 30,15 \text{ kN}$$

Da cui si ricavano i valori delle tensioni $\sigma_{m,z,d} = M_{zd}/W = 5,13 \text{ MPa}$ e $\sigma_{c,o,d} = N_{xd}/A = 0,55 \text{ MPa}$

Assumendo le seguenti caratteristiche di resistenza:

$$f_{m,z,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{24 \cdot 1,0}{1,0} = 24 \text{ MPa};$$

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{21 \cdot 1,0}{1,0} = 21 \text{ MPa};$$

si ottiene:

$$\left(\frac{\sigma_{c,o,d}}{f_{c,o,d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \left(\frac{0,55}{21}\right)^2 + 0,7 \cdot \frac{5,13}{24} = 0,15 < 1$$

Le verifica a presso flessione risulta abbondantemente soddisfatta.

4.7 Verifica della nuova orditura secondaria lignea della copertura (corpo alto lato interno)

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di sicurezza relative alla nuova orditura secondaria della copertura in legno, costituita da traversi di sezione 16x14 cm ed interasse di 0,87 m. Si considerano le caratteristiche meccaniche di un legno massiccio di abete classe C30 secondo norma UNI EN 338.

Lo schema statico di calcolo è relativo ad una trave continua a due campate, poggiate su tre capriate successive. La luce di calcolo è pari alla massima tra tutte le campate 3,70 m (in realtà con tale luce ne esiste solo una).

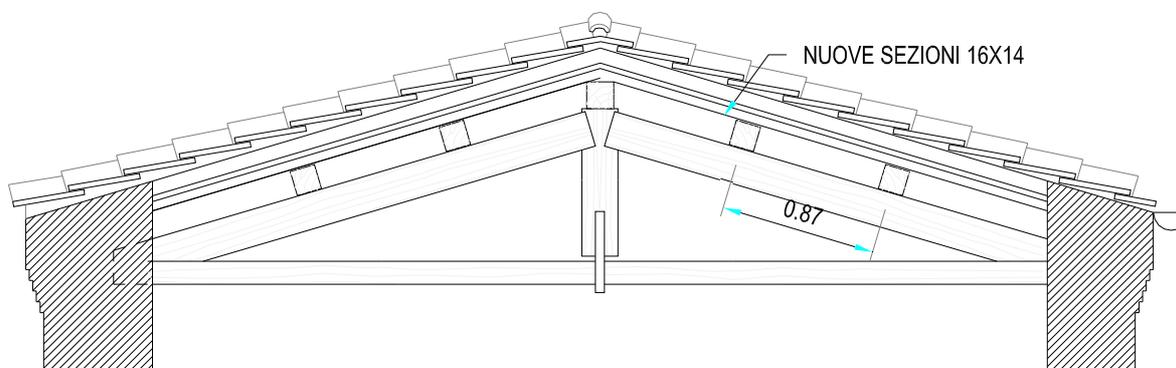


Figura 68 - Sezione trasversale della nuova copertura

Verifica a flessione deviata

Prendendo in considerazione i carichi agenti sulle travi (peso proprio e carichi derivanti dal solaio ed accidentale) si ottengono i seguenti valori delle sollecitazioni flessionali in mezzera:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'ELEMENTO			
Base sezione	b	16	cm
Altezza sezione	h	14	cm
Diametro della sezione Circolare	D	20	cm
Lunghezza libera di inflessione attorno ad y-y	L _{0y}	3,500	m
Lunghezza libera di inflessione attorno ad z-z	L _{0z}	3,500	m

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Distanza tra i ritegni torsionali	L_{LT}	3,500	m
Lunghezza efficace (per il calcolo della distanza L_{LT})	l_{eff}	3,5000	m
Coeff. redistribuzione tensioni e disomogeneità	k_m	0,7	
Coefficiente moltiplicativo a flessione del legno	k_h	1,01	
Coefficiente moltiplicativo a trazione del legno	k_n	1,00	
Area della sezione	A	224	cm ²
Momento d'inerzia y - y	I_y	3659	cm ⁴
Momento d'inerzia z - z	I_z	4779	cm ⁵
Modulo di resistenza y - y	W_y	523	cm ³
Modulo di resistenza z - z	W_z	597	cm ³
Raggio d'inerzia y	i_y	4,04	cm
Raggio d'inerzia z	i_z	4,62	cm
Snellezza corrisp. alla flessione intorno all'asse y	λ_y	86,60	
Snellezza corrisp. alla flessione intorno all'asse z	λ_z	75,78	

SOLLECITAZIONI			
Sforzo Normale // alla fibratura [(+) compressione; (-) trazione]	$N_{0,d}$	0	[kN]
Sforzo Normale \perp alla fibratura [(+) compressione; (-) trazione]	$F_{90,d}$	0	[kN]
Compressione inclinata risp. alla fibratura	$N_{\alpha,d}$	0	[kN]
Taglio nel piano xz	$V_{z,d}$	8,67	[kN]
Taglio nel piano xy	$V_{y,d}$	2,61	[kN]
Momento Flettente nel piano xz	$M_{y,d}$	6,41	[kNm]
Momento Flettente nel piano xy	$M_{z,d}$	1,96	[kNm]
Torsione	T_d	0	[kN]

TENSIONI DI CALCOLO				
Tensione di calcolo a trazione //	$\sigma_{t,0,d}$	$= N_{0,d}/A$	0,00	N/mm ²
Tensione di calcolo a compressione //	$\sigma_{c,0,d}$	$= N_{0,d}/A$	0,00	N/mm ²
Tensione di calcolo a trazione \perp	$\sigma_{t,90,d}$	$= N_{90,d}/A$	0,00	N/mm ²
Tensione di calcolo a compressione \perp	$\sigma_{c,90,d}$	$= N_{90,d}/(b \cdot l_{eff})$	0,00	N/mm ²
Tensione di compressione inclinata di α	$\sigma_{c,\alpha,d}$	$N_{\alpha,d}/(b \cdot h / \cos \alpha)$	0,00	N/mm ²
Tensione di calcolo max a flessione y-y	$\sigma_{m,y,d}$	$= M_{y,d}/W_y$	12,26	N/mm ²
Tensione di calcolo max a flessione z-z	$\sigma_{m,z,d}$	$= M_{z,d}/W_z$	3,28	N/mm ²
Tensione max tangenziale di calcolo a taglio xz	$T_{z,d}$	$(3/2) \cdot V_{z,d}/(b \cdot h)$	0,58	N/mm ²
Tensione max tangenziale di calcolo a taglio xy	$T_{y,d}$	$(3/2) \cdot V_{y,d}/(h \cdot b)$	0,17	N/mm ²
Tensione max tangenziale di calcolo a taglio	T_d	$= \sqrt{T_{z,d}^2 + T_{y,d}^2}$	0,60	N/mm ²
Tensione max tang. di calcolo per torsione	$T_{tor,d}$	$T_d(3h+1,8b)/(h^2 b^2)$	0,0000	N/mm ²
Rapporto Tensione/Resistenza a flessione y		$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	0,67	
Rapporto Tensione/Resistenza a flessione z		$\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$	0,18	
Rapporto Tensione/Resistenza a trazione		$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}$	0,00	
Rapporto Tensione/Resistenza a compressione		$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}$	0,00	

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICHE DI RESISTENZA							
r1)	Verifica a trazione // alla fibratura		---		---		
r2)	Verifica a compressione // alla fibratura		---		---		
r3)	Verifica a trazione ⊥ alla fibratura		---		---		
r3)	Verifica a compressione ⊥ alla fibratura		---		---		
r4)	Verifica a compressione inclinata di α		---		---		
r5)	Verifica a flessione		0,80	<	1		VERIFICA
			0,65	<	1		VERIFICA
r6)	Verifica a tensoflessione		---		---		
			---		---		
r7)	Verifica a Pressoflessione		---		---		
			---		---		
r8)	Verifica a taglio		0,60	<	1,80		VERIFICA
r9)	Verifica a torsione		---		---		
r10)	Verifica a taglio e torsione		0,11	<	1		VERIFICA

La sezione in corrispondenza dell'appoggio soggetta alle massime sollecitazioni risulta verificata.

Di seguito si riporta il calcolo delle frecce valutato con il solutore SAP 2000 su schema statico di trave continua su due campate:

VERIF. DEFORMABILITA' - 6.4.3 CNR DT 206 / 2007							
Limitazione freccia istantanea soli variabili	$U_{2, IN}$	[L / 300]	2,8	<	12,3	mm	VERIFICA
Limitazione freccia finale soli variabili	$U_{2, FIN}$	[L / 200]	2,8	<	18,5	mm	VERIFICA
Limitazione freccia NETTA TOTALE finale	$U_{NET, FIN}$	[L / 250]	10,1	>	14,8	mm	VERIFICA

4.8 Verifica di un telaio in c.a.

Le strutture in c.a. (lato B-C), oggetto d'intervento, sono caratterizzate dalla presenza di n. 18 telai in c.a. disposti ad interasse costante di 3,56 m, sui quali è previsto soltanto alla prima elevazione un intervento di rinforzo realizzato con incamiciatura di calcestruzzo micro-rinforzato. L'intervento, oltre ad incrementare la resistenza delle sezioni delle travi e dei pilastri, garantisce il ripristino delle superfici ammalorate.

Nel seguito si riporta la verifica di un telaio per soli carichi verticali. L'azione sismica è infatti fronteggiata dalle pareti in muratura, esistenti e di nuova costruzione. I telai realizzano il collegamento tra le due pareti longitudinali e le solette hanno il compito di trasferire le azioni orizzontali alle pareti.

4.8.1 Modello di calcolo

Le determinazioni delle sollecitazioni è stata fatta mediante un modello di calcolo agli elementi finiti di un telaio tipo, utilizzando il programma di calcolo SAP2000 versione 14.02. Le travi ed i pilastri in c.a. e tutte le sezioni lignee dell'orditura principale della copertura, sono state modellate con elementi frame; la soletta di piano è stata inserita solo come carico. I carichi sono stati assegnati direttamente sulle travi di piano e sui puntoni di copertura in base alle superfici d'influenza dei solai su tali elementi. La fondazione è schematizzata con un incastro al piede dei pilastri. Il vincolo offerto dalle strutture perimetrali in muratura è simulato con un semplice appoggio.

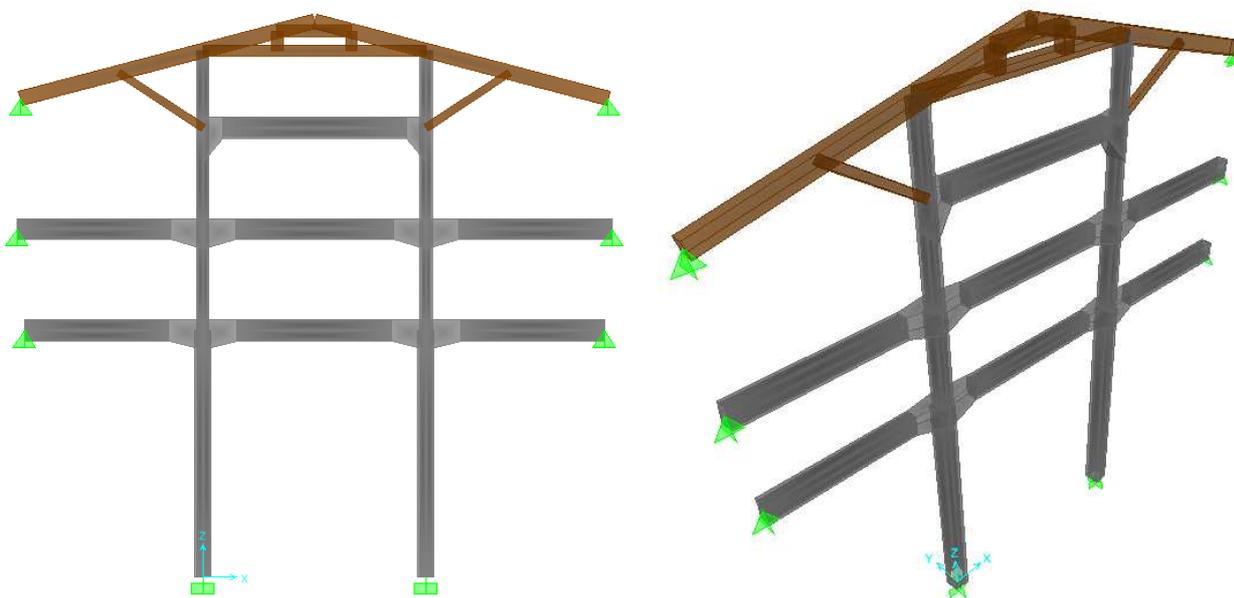


Figura 69 - Viste shade del modello di calcolo

4.8.2 Verifiche allo SLU

Le verifiche sono eseguite per la combinazione dei massimi carichi verticali. I carichi agenti sui solai valgono:

- per il piano tipo $G_1 = 3,75 \text{ kN/m}^2$; $G_2 = 0,90 \text{ kN/m}^2$; $Q = 4 \text{ kN/m}^2$;
- per la copertura $G_2 = 1,4 \text{ kN/m}^2$; $Q_{neve} = 1,20 \text{ kN/m}^2$.

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Il peso proprio degli elementi strutturali del telaio in c.a. e dell'orditura principale della copertura sono messi in conto dal programma di calcolo.

Si riporta la verifica degli elementi strutturali più sollecitati (pilastro e trave evidenziati nella figura 54). Per tener conto della camicia di rinforzo le sezioni di travi e pilastri hanno caratteristiche mediate tra quelle del cls originale ed il calcestruzzo fibrorinforzato.

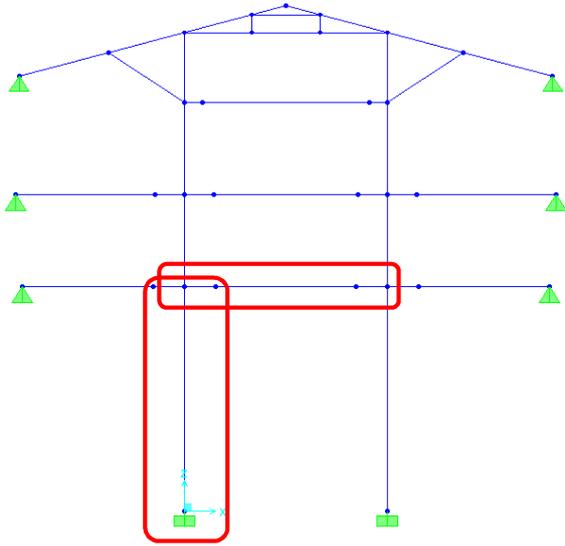


Figura 70 - Pilastro e trave indagati

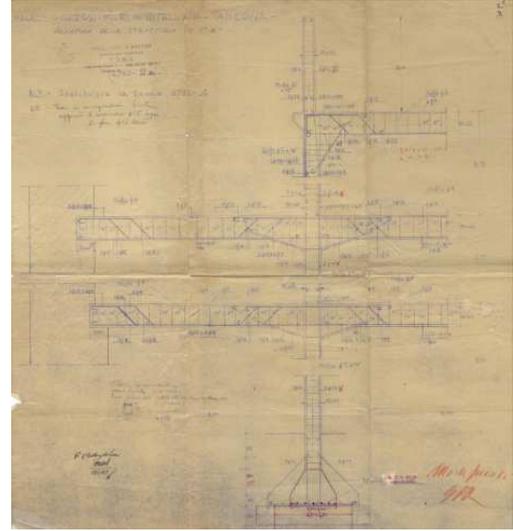


Figura 71 - Distinta delle armature del telaio in c.a.

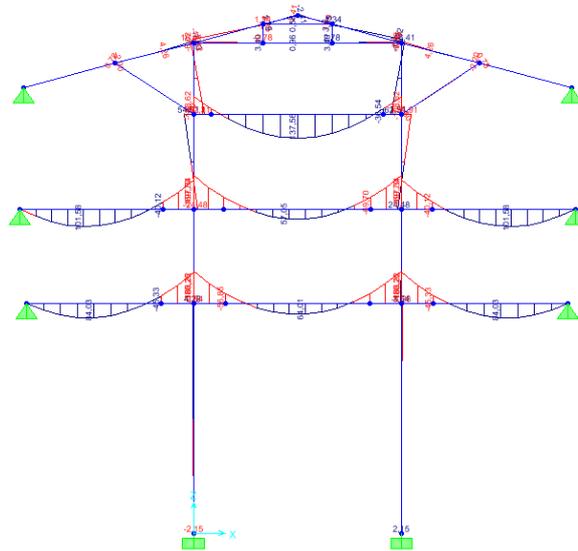


Figura 72 - Diagramma delle sollecitazioni flettenti per la combinazione ai massimi carichi verticali

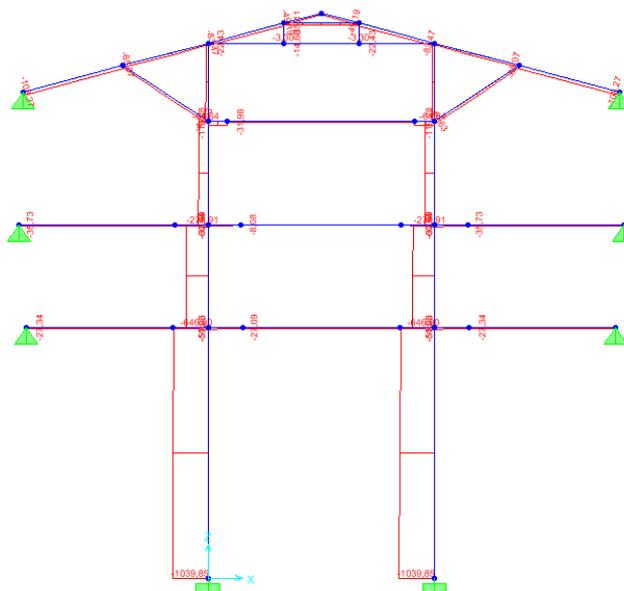


Figura 73 - Diagramma delle sollecitazioni assiali per la combinazione ai massimi carichi verticali

Verifica a pressoflessione del pilastro di base 35x35

La verifica di resistenza della sezione del pilastro, rinforzato mediante applicazione di micro-calcestruzzo fibrorinforzato ad alte prestazioni, è eseguita con l'ausilio di un programma di calcolo fornito da Mapei e sviluppato del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli "Federico II". Il programma di calcolo fa riferimento al D.M. 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", alla Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" ed alle "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo fibrorinforzato Consiglio Nazionale delle Ricerche DT 204/2006".

Il pilastro realizzato in cemento armato ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- base	350	mm
- altezza	350	mm
- copriferro	25	mm
- area di acciaio in trazione	154	mm ²
- area di acciaio in compressione	154	mm ²
- diametro delle staffe	5	mm
- passo delle staffe	20	mm

Le sollecitazioni di progetto sono

- sforzo normale sollecitante (N_{Ed})	-898	kN
- momento flettente di progetto (M_{Ed})	-4,03	kNm
- taglio sollecitante di progetto (V_{Ed})	0,923	kN

I materiali costituenti la sezione hanno le seguenti caratteristiche meccaniche ricavate dalle prove in situ:

- resistenza media a Compressione del Calcestruzzo Esistente	16,10	MPa
- resistenza media a Trazione dell'Acciaio Esistente	270,00	MPa

Nel calcolo si utilizza un fattore di confidenza pari a 1 corrispondente ad un Livello di Conoscenza pari a 3.

Si assumono pertanto nei calcoli le seguenti caratteristiche meccaniche:

- resistenza di calcolo a Compressione del Calcestruzzo Esistente - Flessione	16,10	MPa
- resistenza di calcolo a Compressione del Calcestruzzo Esistente - Taglio*	10,73	MPa

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

- resistenza di calcolo a Trazione dell'Acciaio Esistente - Flessione 270,00 MPa
- resistenza di calcolo a Trazione dell'Acciaio Esistente - Taglio* 234,78 MPa

Per la valutazione della capacità degli elementi/meccanismi duttili si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per la valutazione della capacità degli elementi/meccanismi fragili si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto, e per il coefficiente di sicurezza parziale del materiale.

La sezione viene ringrossata, secondo lo schema riportato di seguito, con una malta cementizia bicomponente colabile ad elevatissime prestazioni meccaniche, ritiro compensato ed elevata duttilità (tipo Planitop HPC®)



Le caratteristiche meccaniche del rinforzo (tipo Planitop HPC®) sono le seguenti:

- resistenza caratteristica a compressione 70,00 MPa
- resistenza caratteristica a trazione 3,00 MPa
- resistenza di calcolo a compressione 39,67 MPa
- resistenza di calcolo a trazione 5,67 MPa

Il calcolo viene eseguito con la semplificazione dello stress block applicata sia al calcestruzzo esistente che al calcestruzzo fibrorinforzato (tipo Planitop HPC) assumendo i seguenti fattori correttivi:

$$\lambda = 0.75 \quad \eta = 0.90$$

Sforzo Normale Massimo	Nrd	1660,96	kN
Momento Resistente	Mrd	98,52	kNm
Asse neutro	x	230	mm
Deformazione dell'acciaio compresso	ϵ	0,0012	
Deformazione dell'acciaio teso	ϵ	0,0013	
Taglio Resistente	Vrd	19,26	kN*
Resistenza della Biella Compressa	Vrdc	217,72	kN
Resistenza dell'Armatura Trasversale	Vrds	19,26	kN

Le caratteristiche resistenti della sezione dopo il rinforzo sono le seguenti:

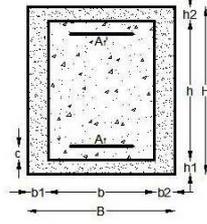
Sforzo Normale Massimo	Nrd	3888,64	kN
Momento Resistente	Mrd	232,91	kNm
Asse neutro	x	98	mm
Deformazione dell'acciaio compresso	ϵ	0,0013	
Deformazione dell'acciaio teso	ϵ	0,0013	
Taglio Resistente	Vrd	107,15	kN*
Resistenza della Biella Compressa	Vrdc	421,87	kN
Resistenza al Taglio del solo Rinforzo	Vrds	87,89	kN

* il valore del taglio resistente non considera il contributo del calcestruzzo della sezione esistente del cls che andrebbe considerato secondo le indicazioni della norma NTC 2008 al punto C8.7.2.5.

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Planitop HPC
 Apri Salva Passa a Solai Guida Stampa

Pilastro



Sezione NON Rinforzata

b [mm]	350
h [mm]	350
c [mm]	25
Af [mm²]	154
Af' [mm²]	154
fcm [MPa]	16,1
fym [MPa]	270
ϕ staffe [mm]	5
S staffe [mm]	140
Fc	1.0 1.2 1.35
Nsd [kN]	898

Sezione Rinforzata

Rinforzo Simmetrico
 Rimozione del Copriferro

b1 [mm]	40
b2 [mm]	40
h1 [mm]	40
h2 [mm]	40
hsol [mm]	
fck [MPa]	70
fctk [MPa]	8,5
E [MPa]	38000
γc [kg/m³]	2500
λ	0,75
η	0,90

Calcola

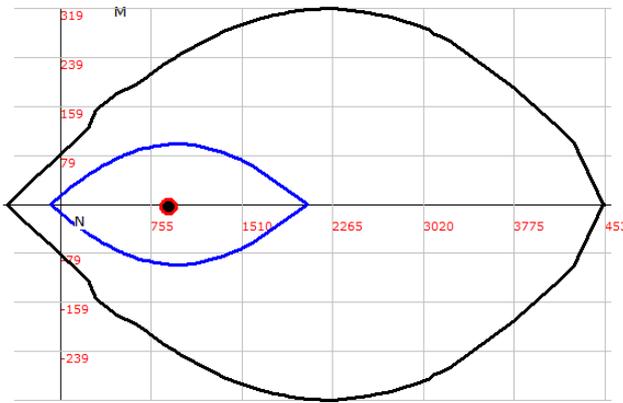
Nmax [kN]	1661
fcd	16,10
fjd	270
Mrd [kNm]	98,05
X [mm]	198,86
εs	1,29‰
εs'	-1,29‰
Vrd [kN]	19,26
Vrdc [kN]	217,72
Vrds	19,26

Visualizza Dominio

Nmax [kN]	3889
fctd	39,67
fctd'	5,67
Mrd' [kNm]	232,91
X* [mm]	98,21
εs	1,29‰
εs'	-1,29‰
Vrd' [kN]	107,15
Vrdc' [kN]	421,87
Vrdf'	87,89

Progetto: C:\Users\Administrator\Desktop\pilastro

Dominio di Interazione



VERIFICA N: 898 M: -4,03

VISUALIZZA Apri in .xls

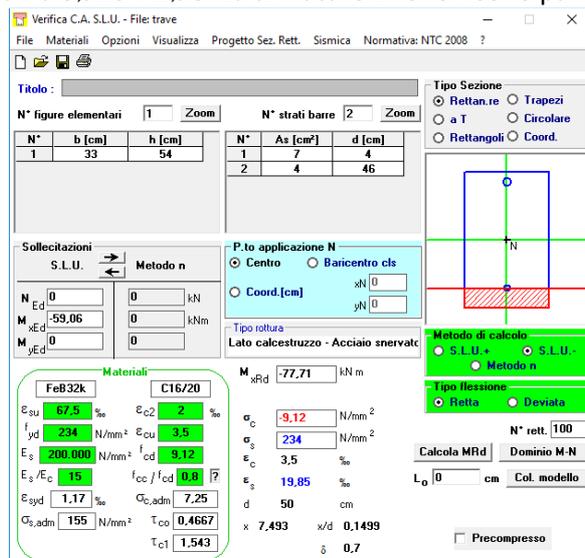
Verifica a flessione della trave: sezione di appoggio

La verifica di resistenza della trave in appoggio, soggetta a momento negativo, si esegue considerando la sezione resistente rinforzata, trascurando il contributo del rinforzo a trazione. Il contributo del rinforzo è considerato solo per la resistenza a taglio.

Le sollecitazioni di progetto sono

- sforzo normale sollecitante (N_{Ed}) 0 kN
- momento flettente di progetto (M_{Ed}) -59,06 kNm
- taglio sollecitante di progetto (V_{Ed}) -111,8 kN

Le armature superiori sono pari a 3Ø16 + 2Ø8. La armature inferiori sono pari a 2Ø16.



A taglio sono presenti staffe Ø8 passo 25 e 2 piegati Ø16. Si tiene inoltre in conto del contributo del calcestruzzo della sezione esistente e del rinforzo.

$$V_{Rds,tot} = V_{Rdf} + V_{Rds} + V_{Rdc} = 19,66 + 105 + 34,5 = 159,16 \text{ kN} > V_{Ed} = 111,8 \text{ kN}$$

Il contributo del rinforzo del rinforzo in HPC è valutato la formula 4.2 del DT204/2006 e vale $V_{Rdf} = 19.66$.

Il contributo delle armature (staffe + piegati) vale $V_{Rds} = 105 \text{ kN}$.

Sezione		
b =	25	cm
h =	50	cm
d =	45	cm
Materiali		
R_{ck} =	19,4	MPa
FC =	1	
f_{cd} =	9,12	MPa
f_{yk} =	270	MPa
f_{yd} =	234,78	MPa
teta =	45	°
Staffe (sw)		
alfa_{sw} =	90	°
A_{sw} =	0,503	cm ²
s =	25	cm
n_b	2	
A_{sw}/s	0,040	cm ² /cm

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Piegati (p)		
$\alpha_p =$	45	°
$A_{p1} =$	2,011	cm ²
$n_{p1} =$	2	
$A_{p1\ tot} =$	4,02	cm ²
<hr/>		
$V_{Rsd\ sw} =$	38,2	kN
$V_{Rsd\ p} =$	66,8	kN
$V_{Rsd\ tot} =$	105,0	kN

Il contributo del calcestruzzo della sezione esistente è valutato come al punto 4.1.2.1.3.1 di NTC 2008 e vale $V_{Rdc} = 34,5$ kN.

DATI GENERALI			
Altezza sezione rettangolare	h_r	50,0	cm
Larghezza sezione rettangolare	b_r	25,0	cm
Larghezza equivalente sezione circolare	b_e	2143,3	cm
Larghezza sezione di calcolo	b_w	25,0	cm
Area sezione trasversale	A_c	1250	cm ²
diametro barre longitudinali tese	ϕ_L	8	mm
Numero di barre longitudinali tese	n_B	2	-
copriferro di calcolo in asse barra	c	4,0	cm
Altezza utile sezione	d	46,0	cm
Resistenza caratter. compr. cubica	R_{ck}	19,4	Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	f_{yk}	270	Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	f_{ck}	16,102	Mpa
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	1,91	MPa
Resistenza di calcolo cls	f_{cd}	9,12	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	$f_{cd'}$	4,56	MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	234,8	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	0,89	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	MPa
Tensione di compressione uniforme limite	$0.2 \times f_{cd}$	1,82	MPa
Armatura longitudinale tesa totale	A_{sl}	1,0	cm ²
rapporto geom. armatura long.	ρ_l	0,000874	---
parametro - k	k	1,659	---
parametro - vmin	v_{min}	0,300	Mpa
Taglio resistente	$[V_{Rd}]$	25,7	kN
Limitazione inferiore normativa	$(v_{min} + k \sigma_{cp}) b_w d$	34,5	kN
Taglio resistente	V_{Rd}	34,5	kN

Verifica a flessione della trave: sezione di campata

La verifica di resistenza della sezione della trave, rinforzata mediante applicazione di micro-calcestruzzo fibrorinforzato ad alte prestazioni, è eseguita con l'ausilio di un programma di calcolo fornito da Mapei e sviluppato del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli "Federico II". Il programma di calcolo fa riferimento al D.M. 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", alla Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" ed alle "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo fibrorinforzato Consiglio Nazionale delle Ricerche DT 204/2006".

La trave realizzata in cemento armato ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Base	250	mm
Altezza	500	mm
Copriferro	25	mm
Area di Acciaio in trazione	878	mm ²
Area di Acciaio in compressione	100	mm ²
Diametro delle Staffe	8	mm
Passo delle Staffe	300	mm
Sforzo Normale Sollecitante	1	kN

Le sollecitazioni di progetto sono

- sforzo normale sollecitante (N_{Ed})	0	kN	
- momento flettente di progetto (M_{Ed})	62,16	kNm	
- taglio sollecitante di progetto (V_{Ed})	0	kN	(62,3 kN nella sez. con stessa armatura)

I materiali costituenti la sezione hanno le seguenti caratteristiche meccaniche ricavate dalle prove in situ:

- resistenza media a Compressione del Calcestruzzo Esistente	16,10	MPa
- resistenza media a Trazione dell'Acciaio Esistente	270,00	MPa

Nel calcolo si utilizza un fattore di confidenza pari a 1 corrispondente ad un Livello di Conoscenza pari a 3.

Si assumono pertanto nei calcoli le seguenti caratteristiche meccaniche:

- resistenza di calcolo a Compressione del Calcestruzzo Esistente - Flessione	16,10	MPa
- resistenza di calcolo a Compressione del Calcestruzzo Esistente - Taglio*	10,73	MPa
- resistenza di calcolo a Trazione dell'Acciaio Esistente - Flessione	270,00	MPa
- resistenza di calcolo a Trazione dell'Acciaio Esistente - Taglio*	234,00	MPa

Per la valutazione della capacità degli elementi/meccanismi duttili si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per la valutazione della capacità degli elementi/meccanismi fragili si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto, e per il coefficiente di sicurezza parziale del materiale.

La sezione viene ringrossata, secondo lo schema riportato di seguito, con una malta cementizia bicomponente colabile ad elevatissime prestazioni meccaniche, ritiro compensato ed elevata duttilità (tipo Planitop HPC®)



$$b1 = 40 \text{ mm}$$

$$b2 = 40 \text{ mm}$$

$$h1 = 40 \text{ mm}$$

$$H \text{ solaio} = 140 \text{ mm}$$

Le caratteristiche meccaniche del rinforzo (tipo Planitop HPC®) sono le seguenti:

- resistenza caratteristica a compressione	70,00	MPa
- resistenza caratteristica a trazione	3,00	MPa
- resistenza di calcolo a compressione	39,67	MPa
- resistenza di calcolo a trazione	5,67	MPa

Il calcolo viene eseguito con la semplificazione dello stress block applicata sia al calcestruzzo esistente che al (Planitop HPC) assumendo i seguenti fattori correttivi:

$$\lambda = 0.75 \quad \eta = 0.90$$

Le caratteristiche resistenti della sezione prima del rinforzo sono le seguenti:

Momento Resistente	Mrd	106,3	kNm
Asse neutro	x	65	mm
Deformazione dell'acciaio compresso	ϵ	0,0013	
Deformazione dell'acciaio teso	ϵ	0,0013	

Le caratteristiche resistenti della sezione dopo il rinforzo sono le seguenti:

Momento Resistente	Mrd	182,81	kNm
Asse neutro	x	75	mm
Deformazione dell'acciaio compresso	ϵ	0,0013	
Deformazione dell'acciaio teso	ϵ	0,0013	

A taglio sono presenti staffe $\varnothing 8$ passo 30. Si tiene inoltre in conto del contributo del calcestruzzo della sezione esistente e del rinforzo.

$$V_{Rds,tot} = V_{Rdf} + V_{Rds} + V_{Rdc} = 19,66 + 31,9 + 34,5 = 86,06 \text{ kN} > V_{Ed} = 62,3 \text{ kN}$$

Il contributo del rinforzo del rinforzo in HPC è valutato la formula 4.2 del DT204/2006 e vale $V_{Rdf} = 19.66$.

Il contributo delle armature (staffe + piegati) vale $V_{Rds} = 31,9 \text{ kN}$.

Sezione		
b =	25	cm
h =	50	cm
d =	45	cm
Materiali		
R_{ck} =	19,4	MPa
FC =	1	
f_{cd} =	9,12	MPa
f_{yk} =	270	MPa
f_{yd} =	234,78	MPa
teta =	45	°
Staffe (sw)		
alfa_{sw} =	90	°
A_{sw} =	0,503	cm ²
s =	30	cm
n_b	2	
A_{sw}/s	0,040	cm ² /cm

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Piegati (p)		
$\alpha_p =$	45	°
$A_{p1} =$	0	cm ²
$n_{p1} =$	0	
$A_{p1\ tot} =$	0	cm ²
<hr/>		
$V_{Rsd\ sw} =$	31,9	kN
$V_{Rsd\ p} =$	0	kN
$V_{Rsd\ tot} =$	31,9	kN

Il contributo del calcestruzzo della sezione esistente è valutato come al punto 4.1.2.1.3.1 di NTC 2008 e vale $V_{Rdc} = 34,5$ kN.

DATI GENERALI			
Altezza sezione rettangolare	h_r	50,0	cm
Larghezza sezione rettangolare	b_r	25,0	cm
Larghezza equivalente sezione circolare	b_e	2143,3	cm
Larghezza sezione di calcolo	b_w	25,0	cm
Area sezione trasversale	A_c	1250	cm ²
diametro barre longitudinali tese	ϕ_L	8	mm
Numero di barre longitudinali tese	n_B	2	-
copriferro di calcolo in asse barra	c	4,0	cm
Altezza utile sezione	d	46,0	cm
Resistenza caratter. compr. cubica	R_{ck}	19,4	Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	f_{yk}	270	Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	f_{ck}	16,102	Mpa
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	1,91	MPa
Resistenza di calcolo cls	f_{cd}	9,12	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	$f_{cd'}$	4,56	MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	234,8	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	0,89	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	MPa
Tensione di compressione uniforme limite	$0.2 \times f_{cd}$	1,82	MPa
Armatura longitudinale tesa totale	A_{sl}	1,0	cm ²
rapporto geom. armatura long.	ρ_1	0,000874	---
parametro - k	k	1,659	---
parametro - vmin	v_{min}	0,300	Mpa
Taglio resistente	$[V_{Rd}]$	25,7	kN
Limitazione inferiore normativa	$(v_{min} + k \sigma_{cp}) b_w d$	34,5	kN
Taglio resistente	V_{Rd}	34,5	kN

4.9 Verifica del nuovo soppalco in acciaio di quota +4,80 m e relativa scala di accesso

A quota + 4,80 m vengono realizzati due soppalchi di cui uno con dimensioni planimetriche maggiori, con struttura leggera in acciaio in adiacenza ai telai esistenti in c.a., destinati ad ospitare il laboratorio arti e mestieri ed uno spazio per banchetti e catering. Le nuove strutture si affiancano a quelle storiche senza generare interferenze né dal punto di vista statico, né dinamico. Il soppalco principale è costituito da telai orditi in direzione trasversale con montanti e traversi realizzati con profili HEB 180 in acciaio S275, mentre in direzione longitudinale sono inseriti controventi diagonali concentrici a V rovescia, in numero complessivi di sette. Tutti i controventi sono costituiti da profili tubolari con diametro di 114,3 mm e spessore 8 mm sempre in acciaio S275, che si intestano su travi HEA 140. Gli orizzontamenti sono realizzati con una lamiera grecata tipo A55/P600 da 1 mm e una soletta di completamento in calcestruzzo alleggerito (spessore totale di 100 mm).

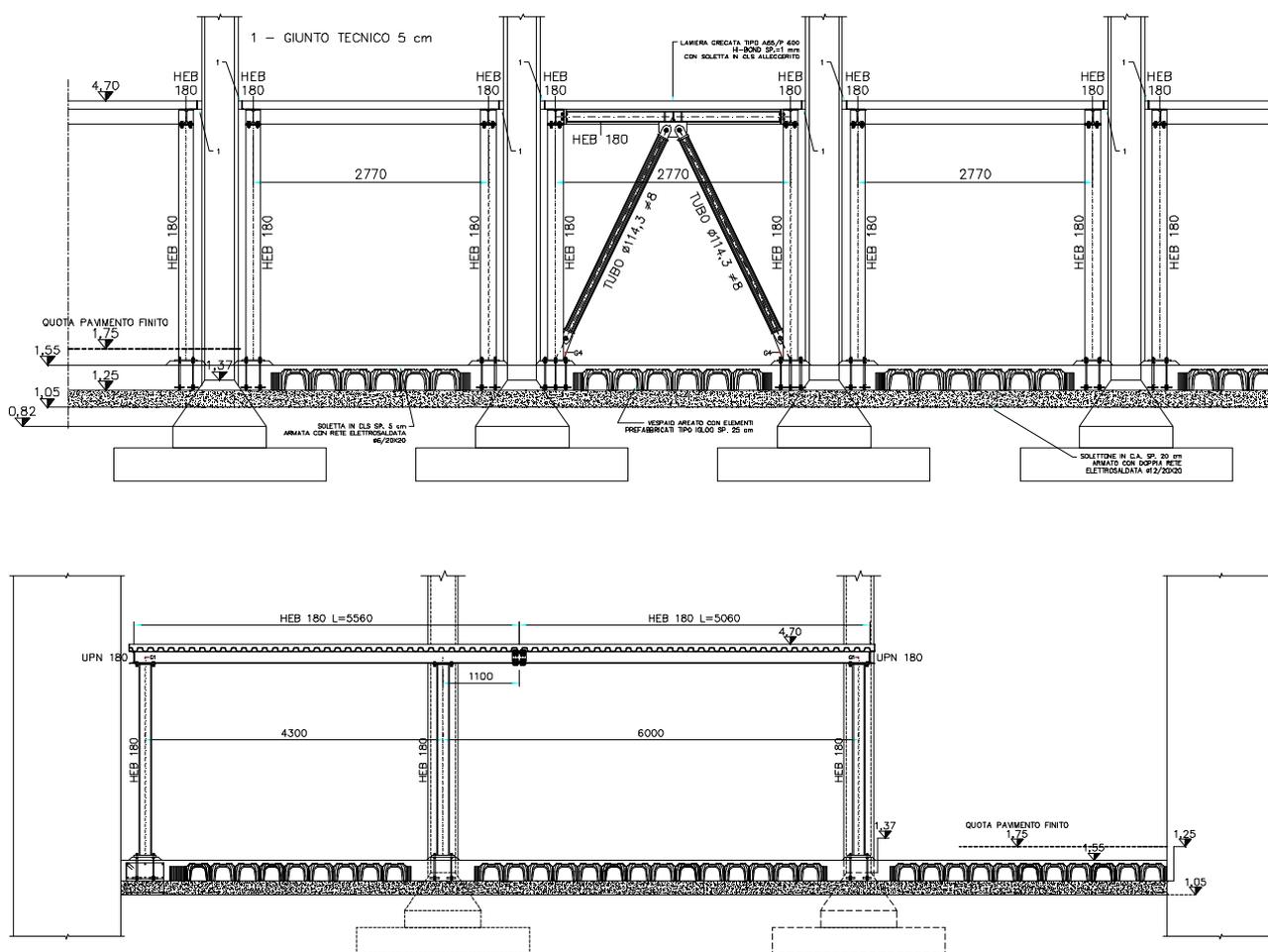


Figura 74 – Sezione longitudinale e trasversale del soppalco “catering e banchetti” di quota +4,70 m

Per l’accesso in quota del soppalco sono previste due scale principali formate da una doppia rampa con pianerottolo di riposo.

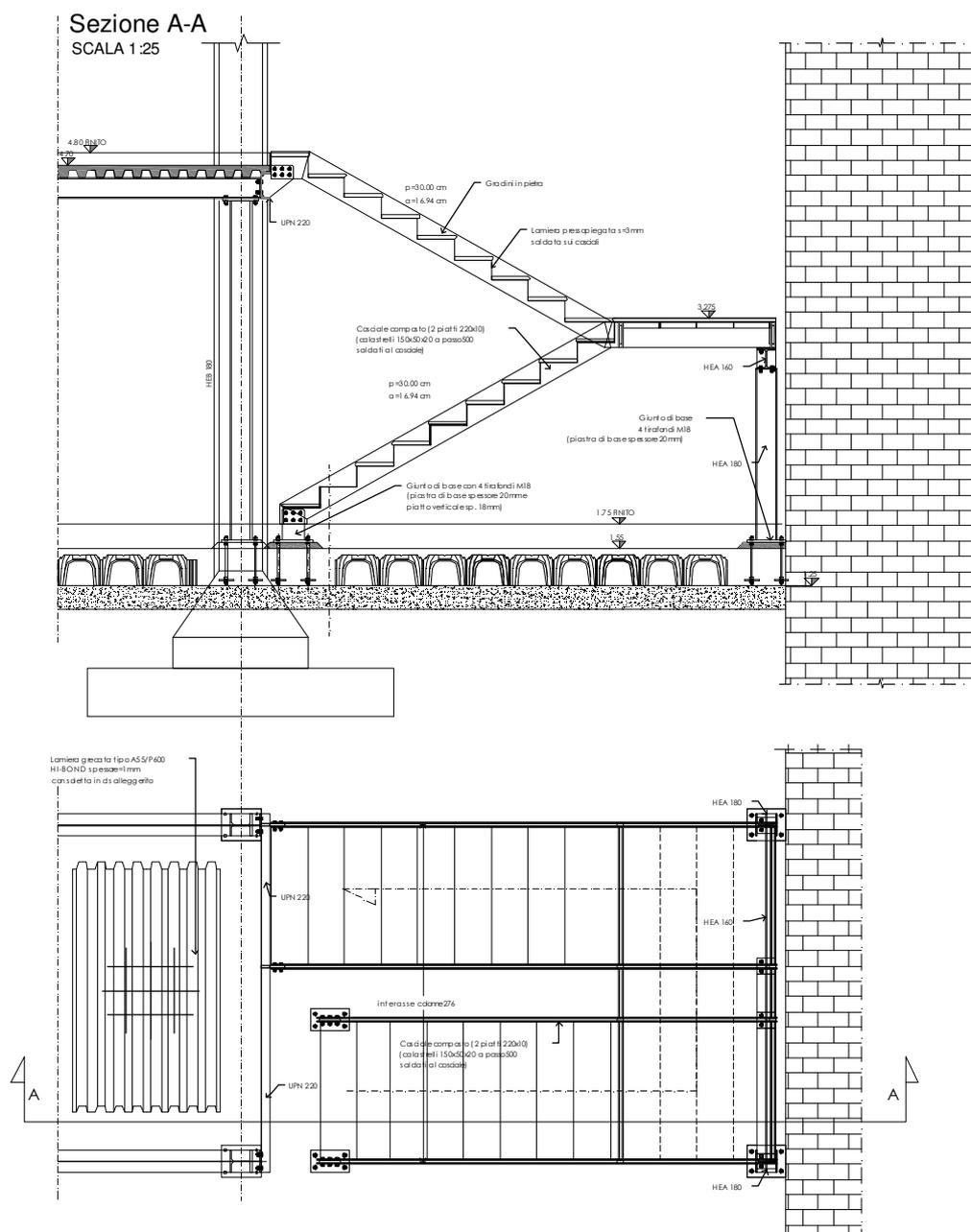


Figura 75 – Planimetria e sezione della scala d'accesso al soppalco

La struttura portante è formata da cosciali realizzati attraverso due piatti accoppiati in acciaio S275 da 220 x 10 mm muniti di calastrelli, mentre le scale vere e proprie presentano una lamiera da 3 mm presso-piegata che costituisce sia le pedate che le alzate, saldata all'estremità ai cosciali. Le pedate saranno poi rivestite con elementi in pietra d'Istria.

4.9.1 Modello di calcolo

E' stato elaborato un modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti utilizzando il programma di calcolo *SAP2000NL* versione 14.2.0. Travi e pilastri sono schematizzati con elementi frame; i pilastri presentano incastri alla base nella direzione trasversale e cerniere nella direzione longitudinale. I carichi sono assegnati direttamente sugli elementi travi delle strutture principali, in base alle superfici di influenza dei solai gravanti su di esse.

Le verifiche delle singole membrature (pilastri, travi, controventi...) sono eseguite assumendo i seguenti coefficienti (NTC 2008):

- $\gamma_{M0} = 1,05$ (per sezioni di classe 1-2-3-4);
- $\gamma_{M1} = 1,05$ (per fenomeni di instabilità).

Per l'acciaio S275 si assume per la resistenza a snervamento il valore $f_{yk} = 275$ MPa

Le membrature puramente tese sono verificate per:

- la resistenza delle sezioni trasversali;

Le membrature compresse, sono verificate per:

- la resistenza delle sezioni trasversali;
- la resistenza all'instabilità;

Le membrature delle travi soggette a flessione sono verificate principalmente per:

- la resistenza delle sezioni trasversali;
- la resistenza all'instabilità flesso torsionale;

Le membrature soggette alla combinazione di forza assiale e momento, sono verificate principalmente per:

- la resistenza delle sezioni trasversali agli effetti combinati;
- la resistenza all'intabilità sotto gli effetti combinati.

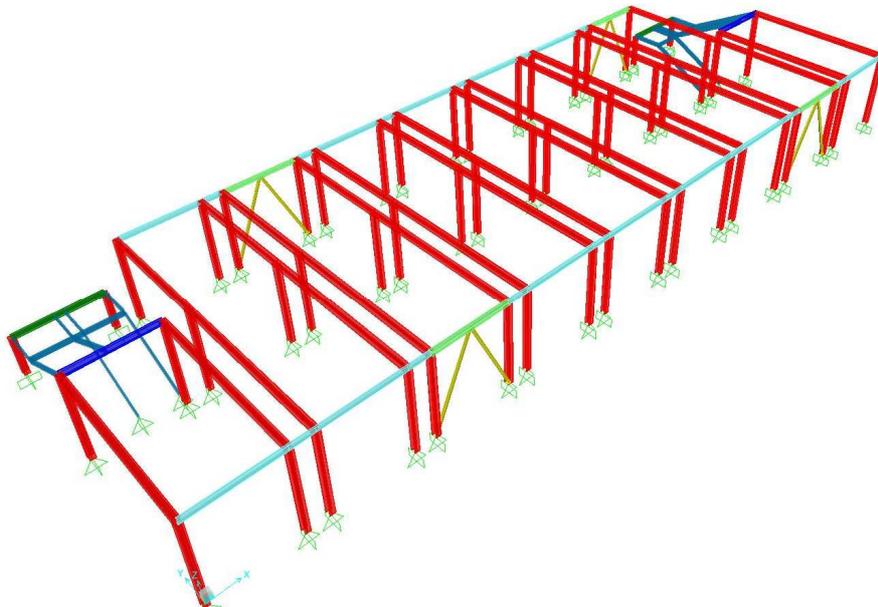


Figura 76 - Viste shade del modello di calcolo

4.9.2 Verifiche di resistenza e stabilità delle strutture del soppalco

Le verifiche di resistenza sono state effettuate direttamente attraverso il programma di calcolo SAP2000 sia per lo SLU che per le combinazioni sismiche. L'esito delle verifiche è riportato per via grafica in Figura 77: i valori riportati a fianco delle aste sono tutti inferiori all'unità, le verifiche sono pertanto soddisfatte .

Sono inoltre riportate in maniera dettagliata le verifiche degli elementi più sollecitati.

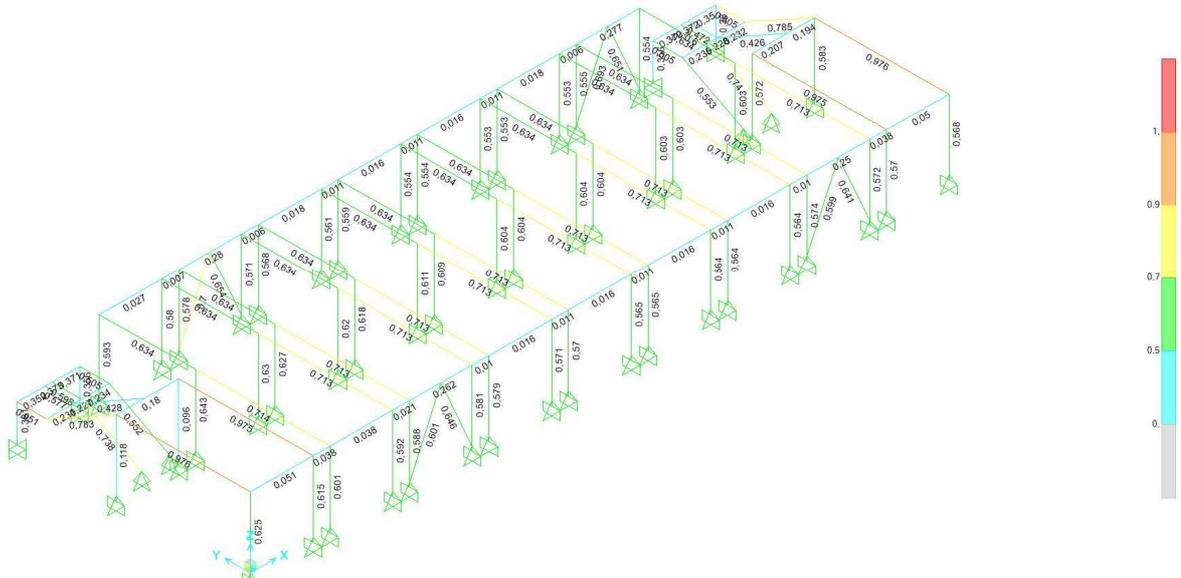
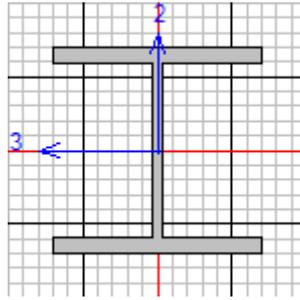


Figura 77 – Esito in forma grafica delle verifiche di resistenza e stabilità delle menbrature

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER: TRAVI HEB 180



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 246 X Mid: 6,350 Combo: SLU Design Type: Beam
Length: 6,000 Y Mid: 3,000 Shape: HEB180 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 6,000 Z Mid: 3,150 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? Yes

GammaM0=1,05 GammaM1=1,05 GammaM2=1,25
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,00
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=1,000

Aeff=0,006 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,006 Iyy=3,729E-05 iyy=0,077 Wel,yy=4,143E-04 Weff,yy=4,143E-04
It=0,000 Izz=1,362E-05 izz=0,046 Wel,zz=1,513E-04 Weff,zz=1,513E-04
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,180 Wpl,yy=4,674E-04 Av,z=0,005
E=210000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=2,295E-04 Av,y=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
6,000	0,000	-72,988	0,000	73,878	0,000	-1,123E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,713 = 0,000 + 0,713 + 0,000 < 1,000 OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd 1658,381	Nu,Rd 1960,387	Ncr,T 4119,332	Ncr,TF 4119,332	An/Ag 1,000
Axial	0,000	1658,381	1658,381					
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	b	0,340	2146,909	0,901	1,025	0,661	1095,857	
MajorB(y-y)	b	0,340	2146,909	0,901	1,025	0,661	1095,857	
Minor (z-z)	c	0,490	783,897	1,490	1,927	0,318	526,803	
MinorB(z-z)	c	0,490	783,897	1,490	1,927	0,318	526,803	
Torsional TF	c	0,490	4119,332	0,650	0,822	0,755	1252,523	

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	-72,988	-72,988	122,418	122,418	122,418	102,396	
Minor (z-z)	0,000	0,000	60,119	60,119	60,119		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,723	0,817	0,836	1,524	245,573

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
	0,714	0,600	1,000	1,000		
SHEAR DESIGN						
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status	
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)	73,878	0,000	234,437	0,315	OK	
Minor (y)	0,000	0,000	762,102	0,000	OK	
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction	234,437	1,200	0,224			

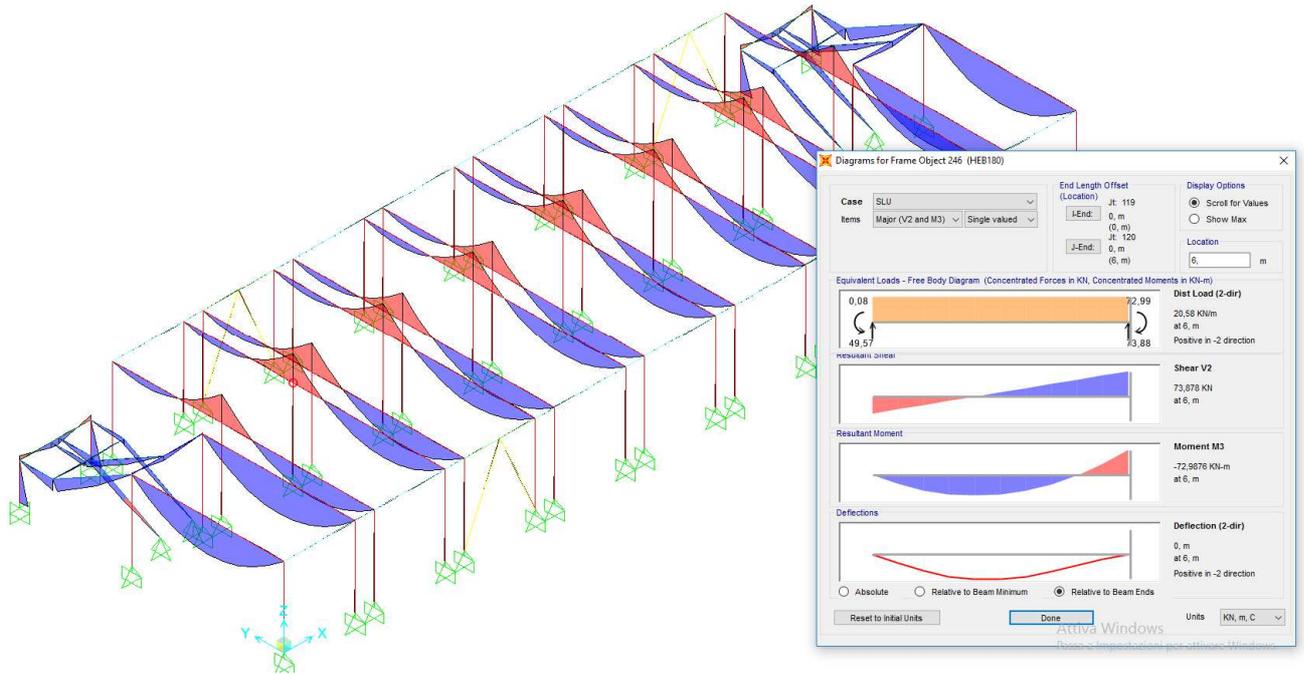
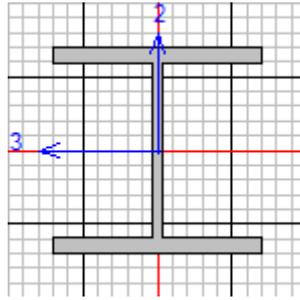


Figura 78 – Sollecitazioni flessionali M3-3 per la combinazione SLU con indicazione dell'asta verificata

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER: TRAVI HEB 180



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 250 X Mid: 0,000 Combo: SLU Design Type: Beam
Length: 6,000 Y Mid: 3,000 Shape: HEB180 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3,000 Z Mid: 3,150 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? Yes

GammaM0=1,05 GammaM1=1,05 GammaM2=1,25
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,00
An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=1,000

Aeff=0,006 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,006 Iyy=3,729E-05 iyy=0,077 Wel,yy=4,143E-04 Weff,yy=4,143E-04
It=0,000 Izz=1,362E-05 izz=0,046 Wel,zz=1,513E-04 Weff,zz=1,513E-04
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,180 Wpl,yy=4,674E-04 Av,z=0,005
E=210000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=2,295E-04 Av,y=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,000	0,000	92,603	0,000	0,004	0,000	0,005

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,976 = 0,000 + 0,976 + 0,000 < 1,000 OK

$$= \frac{NED}{(\chi_{z} NRk / \Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(M_y, Ed + NED e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_y, Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_z, Ed + NED e_{Nz})}{(M_z, Rk / \Gamma_{M1})} \quad (EC3 \ 6.3.3(4)-6.62)$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	0,000	1658,381	1658,381		
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1658,381	1960,387	4119,332	4119,332	1,000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0,340	2146,909	0,901	1,025	0,661	1095,857
MajorB(y-y)	b 0,340	2146,909	0,901	1,025	0,661	1095,857
Minor (z-z)	c 0,490	783,897	1,490	1,927	0,318	526,803
MinorB(z-z)	c 0,490	783,897	1,490	1,927	0,318	526,803
Torsional TF	c 0,490	4119,332	0,650	0,822	0,755	1252,523

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	92,603	92,603	122,418	122,418	122,418	94,842
Minor (z-z)	0,000	0,000	60,119	60,119	60,119	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,836	0,916	0,775	1,143	184,095

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Factors	kyy 0,950	kyz 0,600	kzy 1,000	kzz 1,000	
SHEAR DESIGN					
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0,004	0,005	234,437	1,849E-05	OK
Minor (y)	0,000	0,005	762,102	0,000	OK
Reduction	Vpl,Rd 234,437	Eta 1,200	LambdabarW 0,224		

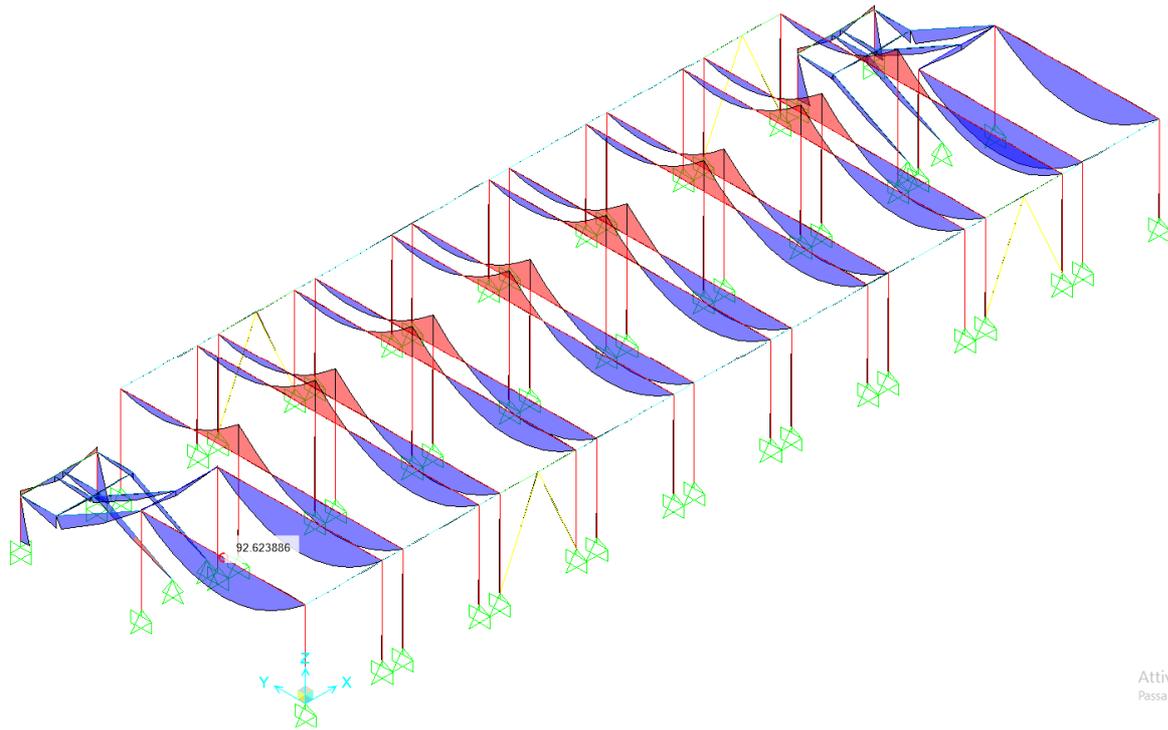
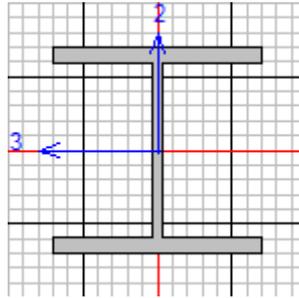


Figura 79 – Sollecitazioni flessionali M3-3 per la combinazione SLU con indicazione dell'asta verificata

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER: COLONNE HEB 180



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 121 X Mid: 6,350 Combo: C.SisY_SLV_TN Design Type: Column
Length: 3,150 Y Mid: 6,000 Shape: HEB180 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000 Z Mid: 1,575 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,05 GammaM1=1,05 GammaM2=1,25
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,00
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=1,000

Aeff=0,006 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,006 Iyy=3,729E-05 iyy=0,077 Wel,yy=4,143E-04 Weff,yy=4,143E-04
It=0,000 Izz=1,362E-05 izz=0,046 Wel,zz=1,513E-04 Weff,zz=1,513E-04
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,180 Wpl,yy=4,674E-04 Av,z=0,005
E=210000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=2,295E-04 Av,y=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-76,304	50,032	0,000	-15,207	0,000	-0,002

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,630 = 0,068 + 0,562 + 0,000 < 1,000 OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz) / (Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-76,304	1658,381	1658,381

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1658,381	1960,387	4056,882	4056,882	1,000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	1947,310	0,946	1,074	0,632
MajorB(y-y)	b	0,340	1947,310	0,946	1,074	0,632
Minor (z-z)	c	0,490	2844,071	0,782	0,949	0,673
MinorB(z-z)	c	0,490	2844,071	0,782	0,949	0,673
Torsional TF	c	0,490	4056,882	0,655	0,826	0,752

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	50,032	50,032	122,418	122,418	122,418	88,324
Minor (z-z)	0,000	0,000	60,119	60,119	60,119	

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

LTB	Curve a	AlphaLT 0,210	LambdaBarLT 0,919	PhiLT 0,998	ChiLT 0,721	C1 1,000	Mcr 152,283
Factors		kyy 0,948	kyz 0,384	kzy 0,992	kzz 0,640		
SHEAR DESIGN							
		Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)		15,883	0,000	234,437	0,068	OK	
Minor (y)		0,000	0,000	762,102	0,000	OK	
Reduction		Vpl,Rd 234,437	Eta 1,200	LambdabarW 0,224			

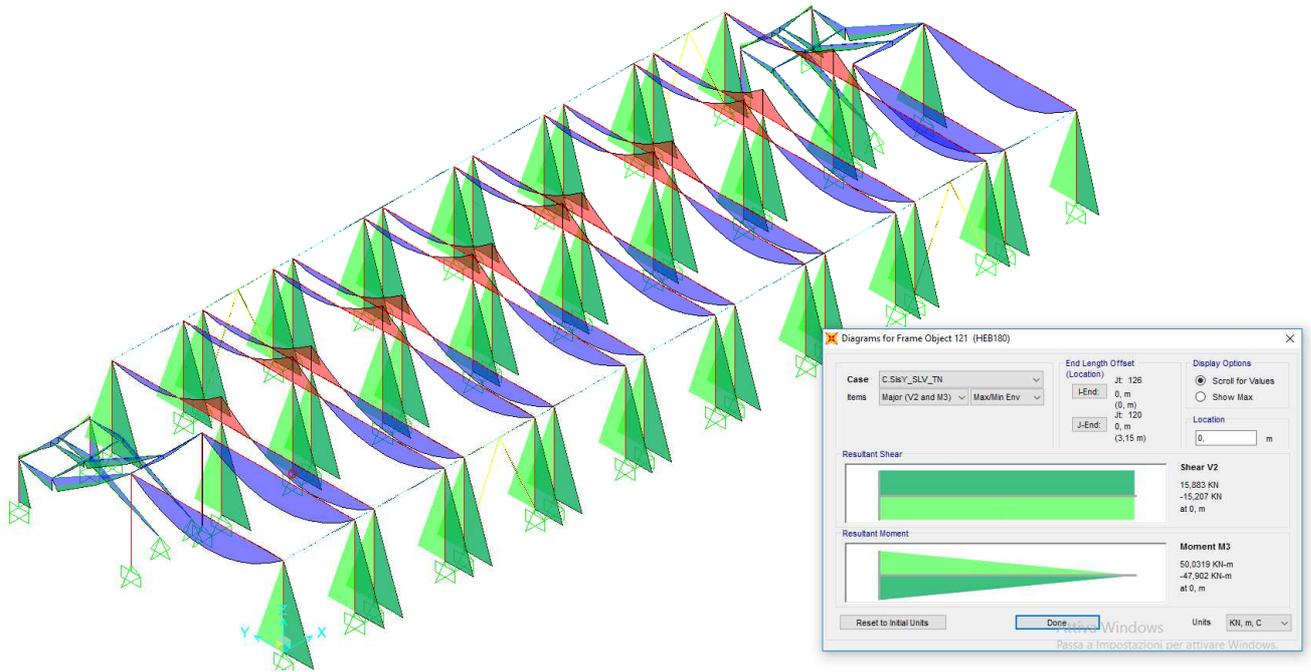
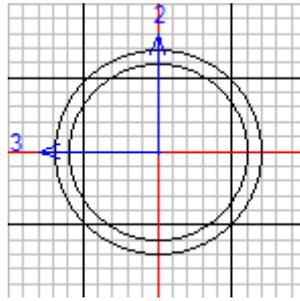


Figura 80 – Sollecitazioni flessionali M3-3 per la combinazione sismica C_SisY_SLV_TN con indicazione dell'asta verificata

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER: TUBO Ø114,3 mm spessore 8 mm (controvento)



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 41 X Mid: 25,550 Combo: C.SisX_SLV_TP Design Type: Brace
Length: 3,447 Y Mid: 10,295 Shape: PIPE 114-8 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000 Z Mid: 1,575 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,05 GammaM1=1,05 GammaM2=1,25
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,00
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=1,000

Aeff=0,003 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,003 Iyy=3,763E-06 iyy=0,038 Wel,yy=6,602E-05 Weff,yy=6,602E-05
It=7,526E-06 Izz=3,763E-06 izz=0,038 Wel,zz=6,602E-05 Weff,zz=6,602E-05
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,114 Wpl,yy=9,006E-05 Av,z=0,002
E=210000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=9,006E-05 Av,y=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-280,274	-0,293	-1,203	-0,622	-0,369	-0,186

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,693 = 0,642 + sqrt[(0,015)^2 + (0,049)^2] < 1,000 OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + sqrt[(kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT

My,Rk/GammaM1))^2 + (kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-280,274	697,733	697,733	697,733	824,796	215174,931	656,373	1,000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a 0,210	656,373	1,056	1,148	0,626	436,847
MajorB (y-y)	a 0,210	656,373	1,056	1,148	0,626	436,847
Minor (z-z)	a 0,210	656,373	1,056	1,148	0,626	436,847
MinorB (z-z)	a 0,210	656,373	1,056	1,148	0,626	436,847
Torsional TF	a 0,210	656,373	1,056	1,148	0,626	436,847

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-0,293	-0,991	23,587	23,587	23,587	23,587
Minor (z-z)	-1,203	-1,203	23,587	23,587	23,587	23,587

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

LTB	Curve d	AlphaLT 0,760	LambdaBarLT 0,132	PhiLT 0,483	ChiLT 1,000	C1 2,261	Mcr 1428,352
Factors		kyy 0,605	kyz 0,577	kzy 0,363	kzz 0,961		
SHEAR DESIGN							
		Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)		0,622	0,189	256,453	0,002	OK	
Minor (y)		0,369	0,189	256,453	0,001	OK	
Reduction		Vpl,Rd 256,453	Eta 1,200	LambdabarW 0,000			

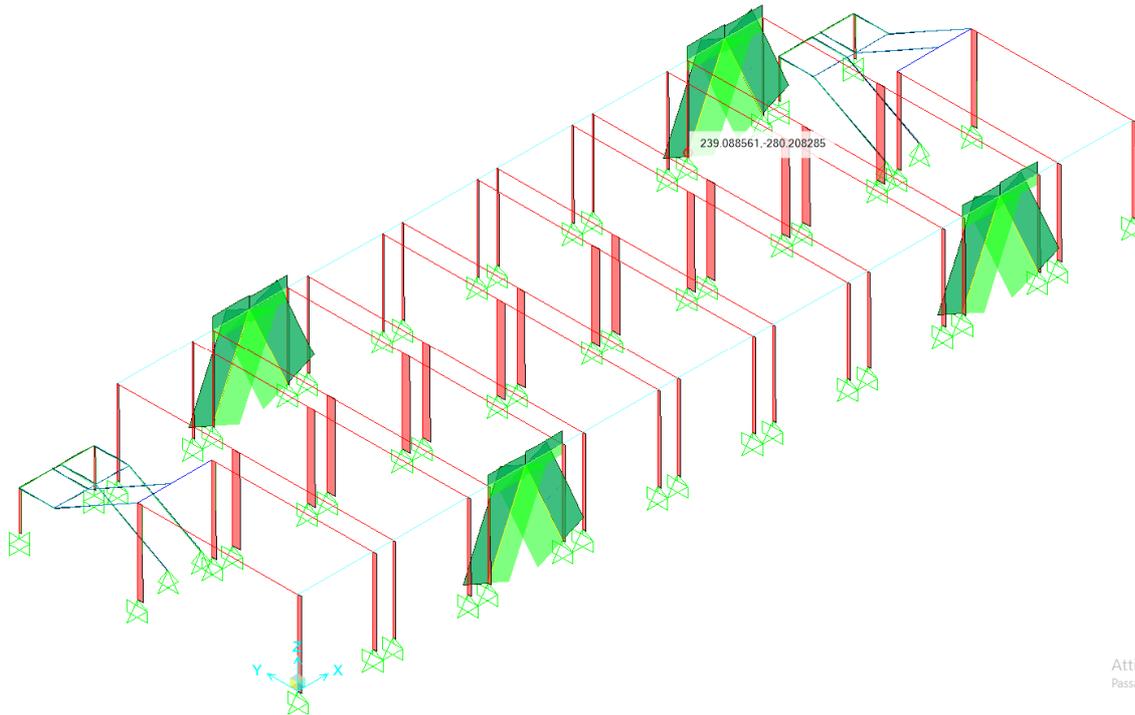
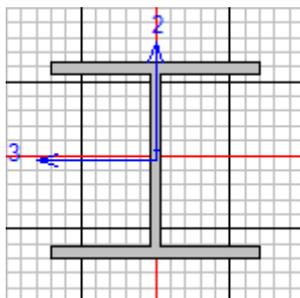


Figura 81 – Sollecitazioni assiali per la combinazione sismica C_SisX_SLV_TP con indicazione dell'asta verificata

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER: TRAVI HEA 140 (telaio di controvento)



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 20 X Mid: 26,250 Combo: C.SisX_SLV_TP Design Type: Beam
Length: 2,800 Y Mid: 10,295 Shape: HEA140 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 2,800 Z Mid: 3,150 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? Yes

GammaM0=1,05 GammaM1=1,05 GammaM2=1,25
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,00
An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=1,000

Aeff=0,003 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,003 Iyy=9,952E-06 iyy=0,057 Wel,yy=1,497E-04 Weff,yy=1,497E-04
It=0,000 Izz=3,889E-06 izz=0,036 Wel,zz=5,556E-05 Weff,zz=5,556E-05
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,133 Wpl,yy=1,667E-04 Av,z=0,002
E=210000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=8,418E-05 Av,y=7,656E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2,800	-112,203	0,000	0,000	-0,186	-0,216	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,277 = 0,236 + 0,024 + 0,018 < 1,000 OK
= NED/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

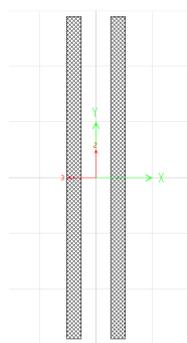
AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-112,203	790,429	790,429	790,429	934,373	1949,410	1949,410	1,000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0,340	10523,414	0,281	0,553	0,971	767,583
MajorB (y-y)	b 0,340	10523,414	0,281	0,553	0,971	767,583
Minor (z-z)	c 0,490	1028,098	0,898	1,075	0,601	474,862
MinorB (z-z)	c 0,490	1028,098	0,898	1,075	0,601	474,862
Torsional TF	c 0,490	1949,410	0,652	0,824	0,754	595,868

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER: Profilo Accoppiato 220x10 (distanza d'accoppiamento 20 mm)



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 182 X Mid: 0,000 Combo: SLU Design Type: Brace
Length: 3,536 Y Mid: 7,550 Shape: DOUBLE PLATE Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000 Z Mid: 2,300 Class: Class 3 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,05 GammaM1=1,05 GammaM2=1,25
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,00
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=1,000

Aeff=0,004 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,004 Iyy=1,775E-05 iyy=0,064 Wel,yy=1,613E-04 Weff,yy=1,613E-04
It=0,000 Izz=1,027E-06 izz=0,015 Wel,zz=5,133E-05 Weff,zz=5,133E-05
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,220 Wpl,yy=2,420E-04 Av,z=0,004
E=210000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=6,600E-05 Av,y=0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-8,491	28,376	0,051	0,284	0,051	-0,012

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,783 = 0,112 + 0,672 + 0,000 < 1,000 OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-8,491	1152,381	1152,381

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1152,381	1362,240	2702,097	90,698	1,000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	c	0,490	1567,778	0,879	1,052	0,613	706,510
MajorB (y-y)	c	0,490	1567,778	0,879	1,052	0,613	706,510
Minor (z-z)	c	0,490	90,698	3,653	8,016	0,066	76,053
MinorB (z-z)	c	0,490	90,698	3,653	8,016	0,066	76,053
Torsional TF	c	0,490	90,698	3,653	8,016	0,066	76,053

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	28,376	28,376	42,254	42,254	42,254	42,254
Minor (z-z)	0,051	0,000	13,444	13,444	13,444	

SHEAR DESIGN

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0,284	0,012	557,225	0,001	OK
Minor (y)	0,051	0,012	665,327	7,632E-05	OK
Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW		
	557,225	1,200	0,000		

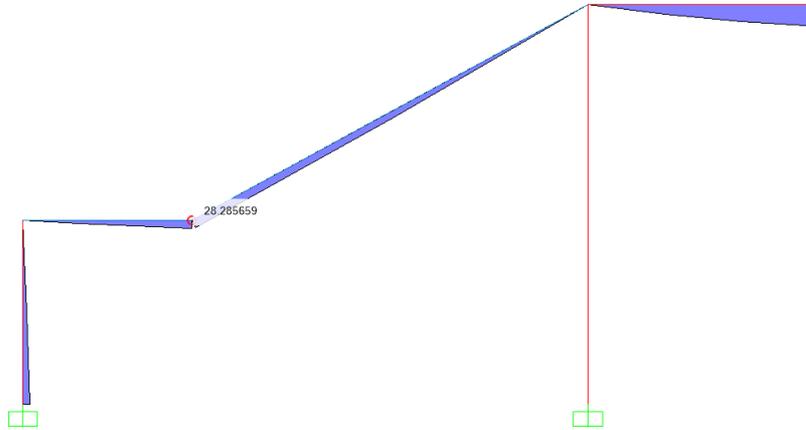
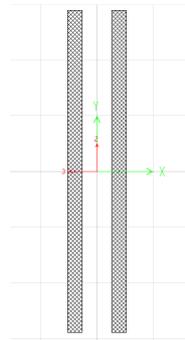


Figura 82 – Sollecitazioni flessionali M3-3 per lo SLU con indicazione dell'asta verificata (cosciale della scala)

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER: Profilo Accoppiato 220x10 (distanza d'accoppiamento 20 mm)



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 173	X Mid: 0,000	Combo: SLU	Design Type: Beam
Length: 1,320	Y Mid: 9,760	Shape: DOUBLE PLATE	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 1,320	Z Mid: 1,450	Class: Class 3	Rolled : No

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,00	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000

Aeff=0,004	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,004	Iyy=1,775E-05	iyy=0,064	Wel,yy=1,613E-04	Weff,yy=1,613E-04
It=0,000	Izz=1,027E-06	izz=0,015	Wel,zz=5,133E-05	Weff,zz=5,133E-05
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,220	Wpl,yy=2,420E-04	Av,z=0,004
E=210000000,0	fy=275000,000	fu=430000,000	Wpl,zz=6,600E-05	Av,y=0,004

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
1,320	-9,972	0,000	-1,990	25,151	2,601	0,034

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

$$D/C \text{ Ratio: } 0,951 = 0,131 + 0,672 + 0,148 < 1,000 \quad \text{OK}$$

$$= \frac{Ned}{(Chi_z NRk/\Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(My, Ed + NEd eNy)}{(Chi_LT My, Rk/\Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(Mz, Ed + NEd eNz)}{(Mz, Rk/\Gamma_{M1})} \quad (EC3 \ 6.3.3(4)-6.62)$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
Axial	-9,972	1152,381	1152,381	1152,381	1362,240	2702,097	90,671	1,000
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	c	0,490	1567,313	0,879	1,052	0,613	706,417	
MajorB (y-y)	c	0,490	1567,313	0,879	1,052	0,613	706,417	
Minor (z-z)	c	0,490	90,671	3,653	8,018	0,066	76,032	
MinorB (z-z)	c	0,490	90,671	3,653	8,018	0,066	76,032	
Torsional TF	c	0,490	90,671	3,653	8,018	0,066	76,032	

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity	
Major (y-y)	0,000	28,401	42,254	42,254	42,254	42,254	
Minor (z-z)	-1,990	-1,990	13,444	13,444	13,444		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,048	0,444	1,000	1,599	18969,209
	Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
		1,000	1,000	1,000	1,000		

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	25,151	0,034	557,225	0,045	OK
Minor (y)	2,601	0,034	665,327	0,004	OK
	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW		
Reduction	557,225	1,200	0,000		

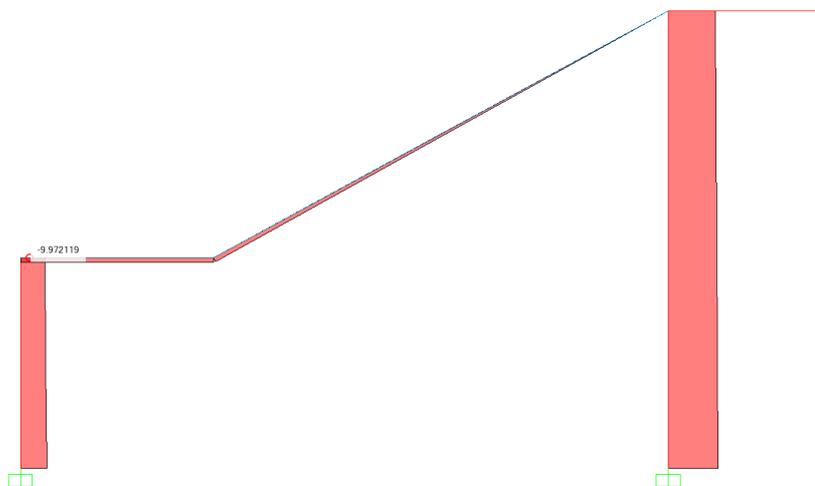


Figura 83 – Sollecitazioni assiali per lo SLU con indicazione dell'asta verificata (cosciale della scala)

4.9.3 Verifiche di deformabilità delle travi del soppalco

I limiti di deformazione imposti dalle NTC 2008 al §4.2.4.2.1 per i solai in genere sono:

$$\delta_2 = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm per il solo sovraccarico}$$

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm per la combinazione rara}$$

Dalle analisi del modello agli elementi finiti si hanno le seguenti frecce massime:

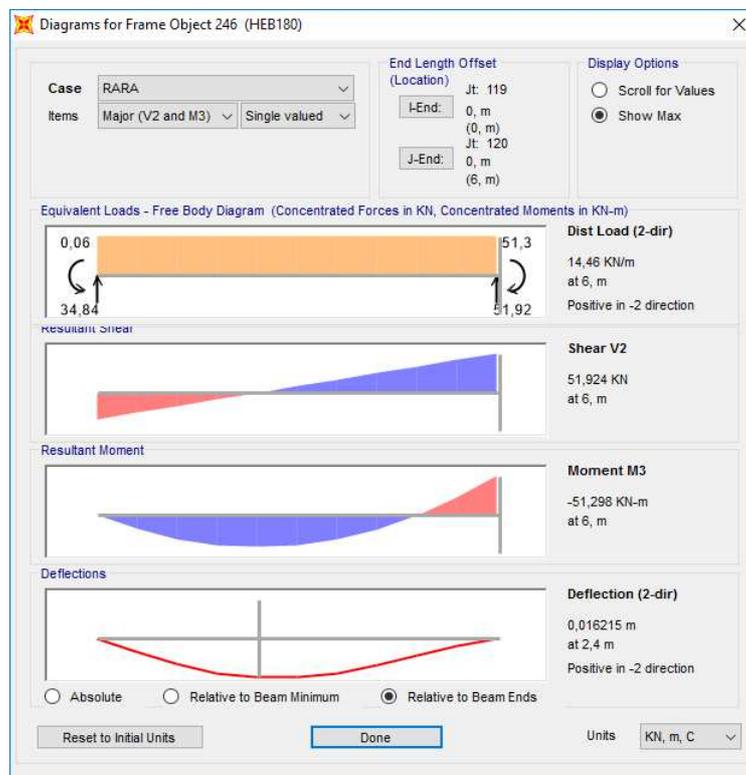


Figura 84 – Deformata delle travi principali nella combinazione RARA

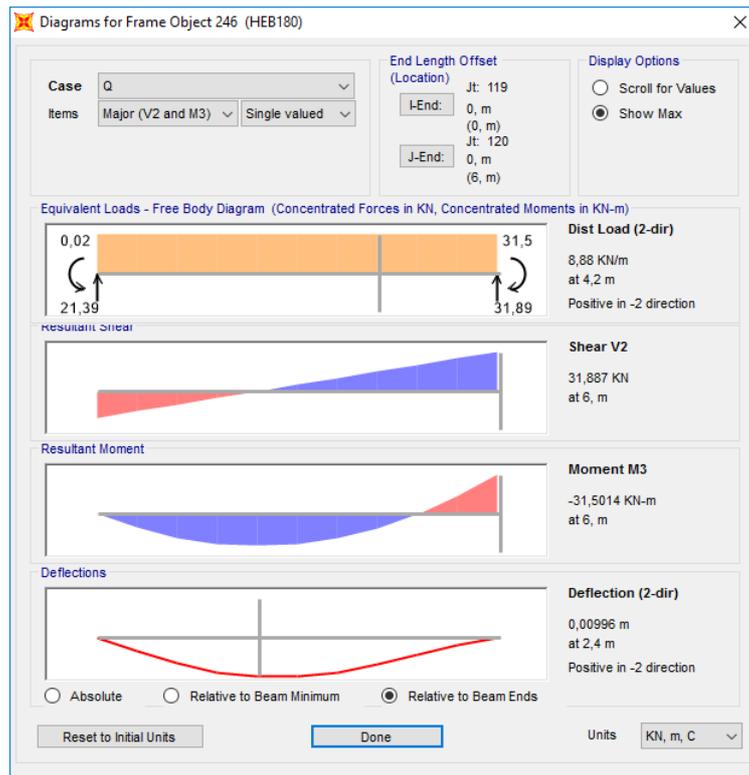


Figura 85 – Deformata delle travi principali per i soli carichi accidentali

$$f_{\delta 2} = 1 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 2,00 \text{ cm}$$

$$f_{\delta \max} = 1,6 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Le verifiche di deformabilità risultano perciò soddisfatte.

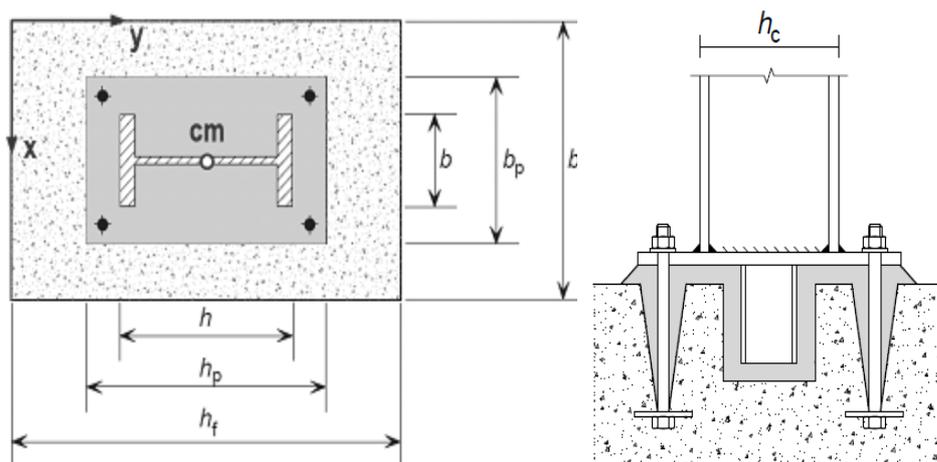
4.9.4 Verifiche di resistenza delle piastre di base per le colonne

Il dimensionamento delle piastre di base delle colonne è effettuato in base alle indicazioni riportate in EC3 parte 1-8 (metodo T-stub).

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8
Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	30,00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	24,90	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1,50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	-
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	14,11	MPa

Altezza della fondazione	$h_f =$	1,00	m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	1,00	m
Spessore della fondazione	$d_f =$	0,30	m


Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275,00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430,00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1,05	-
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	180,00	mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	180,00	mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	8,50	mm
Spessore delle ali	$t_{f,c} =$	14,00	mm
Raggio di curvatura	$r_c =$	15,00	mm

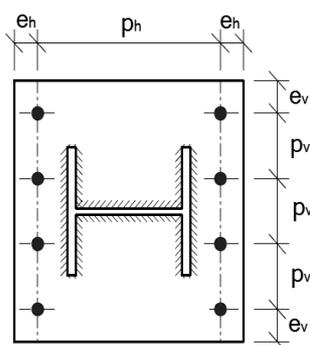
Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base	$f_{y,bp} =$	275,00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base	$f_{u,bp} =$	430,00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi	$f_{ub} =$	800,00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature	$\gamma_{M2} =$	1,25	-

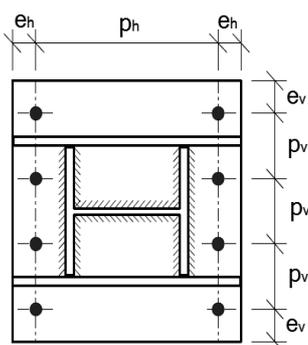
PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Altezza della piastra di base	$h_{bp} =$	320,00	mm
Larghezza della piastra di base	$b_{bp} =$	260,00	mm
Spessore della piastra di base	$t_{bp} =$	20,00	mm
<i>Riduzione dovuta allo spessore</i>			
	$f_{y,bp,rid} =$	275,00	MPa
	$f_{u,bp,rid} =$	430,00	MPa

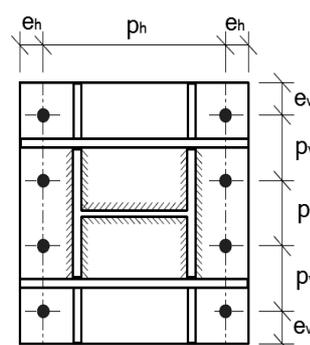
Diametro del bullone	$d =$	18,00	mm
Area della porzione filettata del gambo	$A_s =$	193,00	mm ²
Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base	$n =$	2	-
Distanza verticale dal bordo della piastra	$e_v =$	50,00	mm
Distanza orizzontale dal bordo della piastra	$e_h =$	40,00	mm
Passo verticale	$p_v =$	160,00	mm
Passo orizzontale	$p_h =$	240,00	mm



Tipo 1



Tipo 2



Tipo 3

Tipologia della piastra di base

1

Piastra di base priva di irrigidimenti

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento

$h_{g,min} = 50,00$ mm

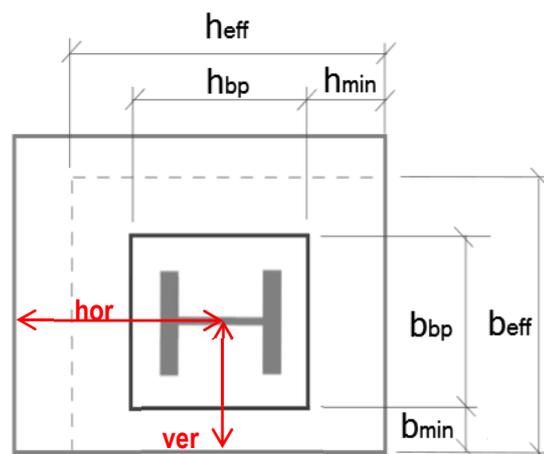
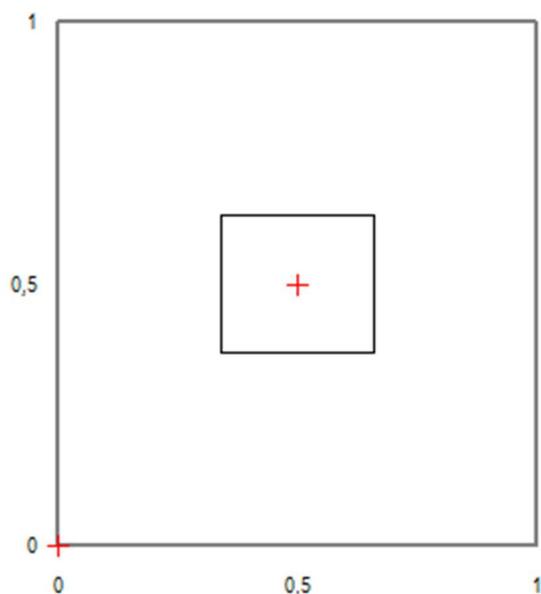
Resistenza minima della malta di allettamento

$f_{g,min} = (0.2f_{cd} ; f_{cd})$ $f_{g,min} = 3,29$ MPa

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

hor = 0,50 m

ver = 0,50 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$h_{min} = 0,34$ m

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

$b_{min} = 0,37$ m

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

$\alpha = 1,94$ -

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$\alpha_{UTENTE} = 1,50$ -

$\beta_j = 0,67$ -

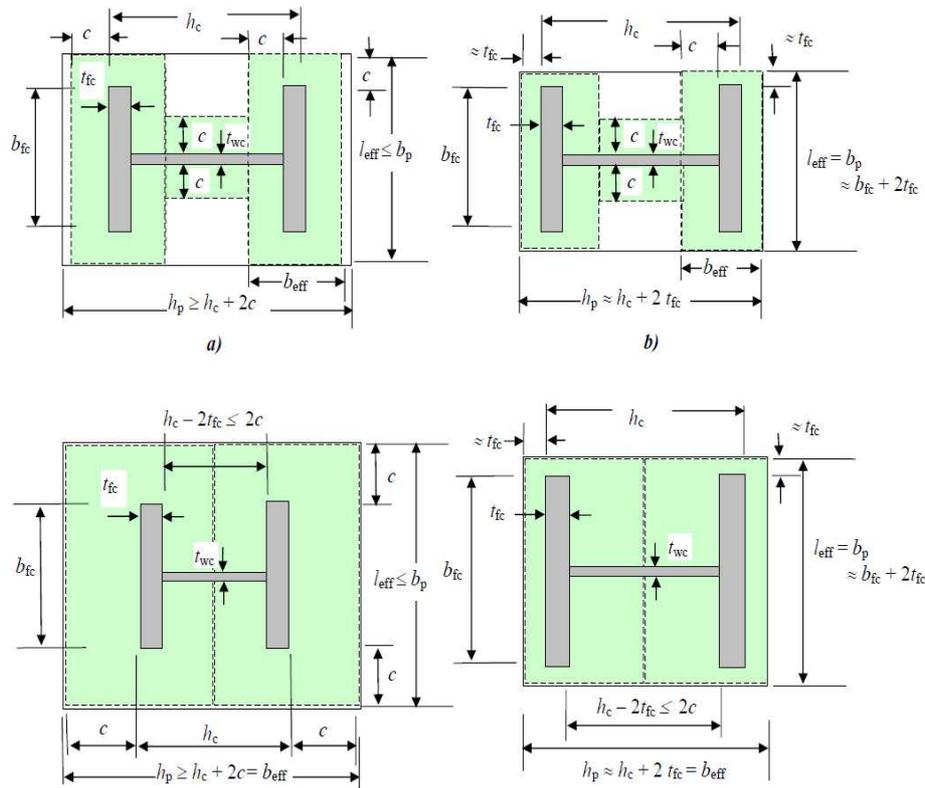
Resistenza di calcolo della fondazione

$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd}$ $f_{jd} = 14,11$ MPa

Larghezza di contatto

$c = 46,06$ mm

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA



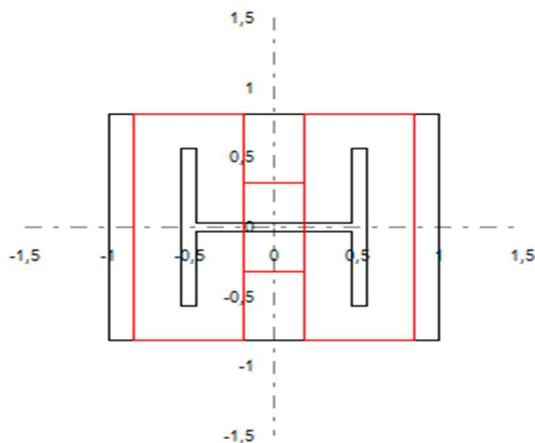
PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna

$L_{eff,T,f} =$	260,00 mm
$B_{eff,T,f,ext} =$	46,06 mm
$B_{eff,T,f,int} =$	46,06 mm
$A_{eff,T,f} =$	2,76E+04 mm²

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna

$L_{eff,T,w} =$	100,62 mm
$B_{eff,T,w} =$	59,88 mm
$A_{eff,T,w} =$	6,03E+03 mm²



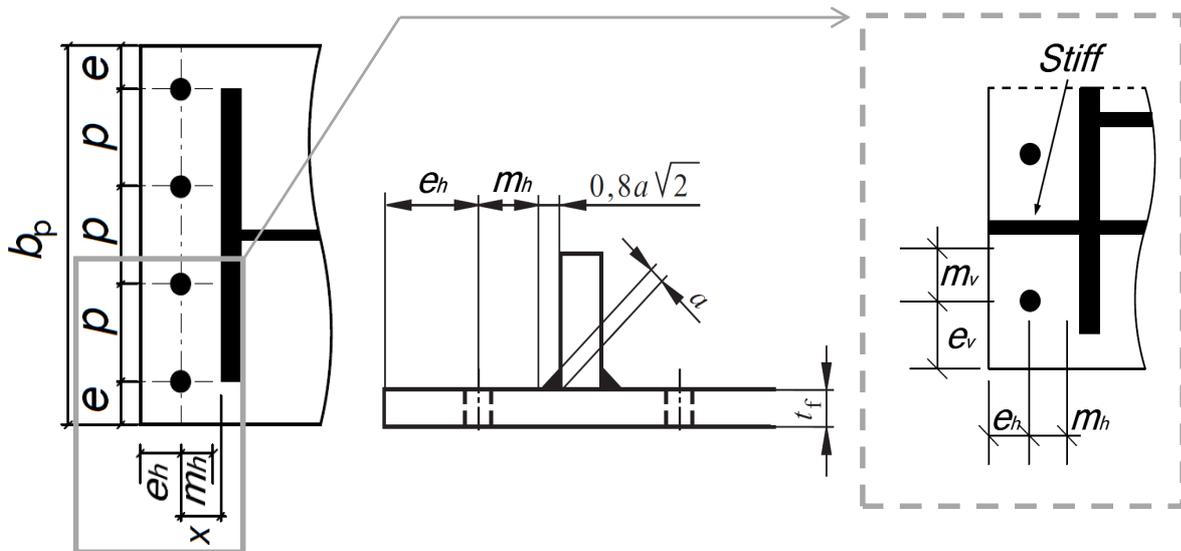
Area complessiva resistente a compressione

$A_{eff} =$	6,12E+04 mm ²
-------------	--------------------------

Resistenza a compressione pura

$N_{C,Rd} = A_{eff} f_{cd}$	$N_{C,Rd} =$	1007,54 kN
-----------------------------	--------------	------------

RESISTENZA A TRAZIONE PURA



Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_h =$	40,00 mm
Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna	$x_h =$	30,00 mm
	$m_h =$	22,08 mm
Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_v = e$	50,00 mm
Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale	$x_v =$	-25,00 mm
	$m_v =$	-25,00 mm
Passo verticale tra i tirafondi	$p_v = p$	160,00 mm

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Determinazione delle lunghezze efficaci per il calcolo della resistenza a flessione della piastra di base

Circular patterns		Non-circular patterns	
	Circular yielding $l_{eff,cp} = 2\pi m_x$		Double curvature $l_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	Individual end yielding $l_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$		Individual end yielding $l_{eff,nc} = 4m_x + 1.25e_x$
	Circular group yielding $l_{eff,cp} = \pi m_x + w$		Corner yielding $l_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + e$
			Group end yielding $l_{eff,nc} = 2m_x + 0.625e_x + \frac{w}{2}$

Tipologia della piastra di base: 1

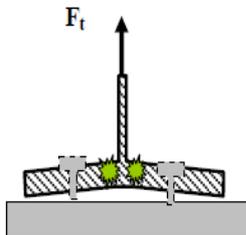
Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	2 -
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp_1} =$	277,47 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp_2} =$	298,74 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp_3} =$	458,74 mm
Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura	$L_{eff,nc_1} =$	260,00 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc_2} =$	276,64 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc_3} =$	230,82 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc_4} =$	298,32 mm
	$L_{eff,min} =$	230,82 mm

Resistenza a flessione della piastra

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra	$L_{eff,min} =$	230,82 mm
Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto	$M_{pl,1,2,Rd} =$	6,05 kNm
Resistenza a trazione per flessione della piastra di base	$F_{T,1+2,Rd} =$	273,79 kN

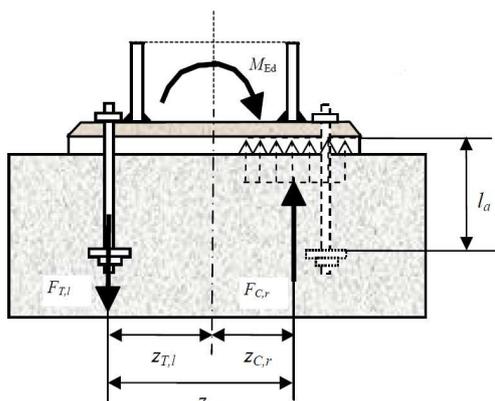
Resistenza a trazione dei tirafondi

Numero dei tirafondi per ciascun lato	$n =$	2 -
Resistenza a trazione del singolo tirafondo	$F_{t,Rd} =$	111 kN
Resistenza per collasso dei tirafondi	$F_{T,3,Rd} =$	222,34 kN



Resistenza a trazione pura	$N_{T,Rd} = -2\min(F_{1,2};F_3)$	$N_{T,Rd} =$	-444,67 kN
-----------------------------------	----------------------------------	--------------	-------------------

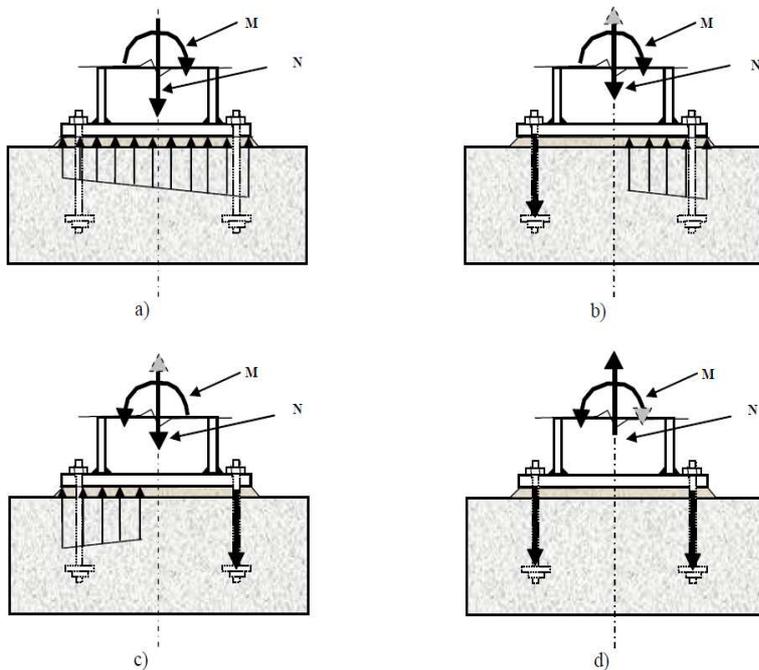
RESISTENZA A FLESSIONE PURA



Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	454,18 kN
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	222,34 kN
	$F_{min,Rd} =$	222,34 kN
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	$z =$	203,00 mm
Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} \cdot z$	$M_{0,Rd} = 45,13$ kNm

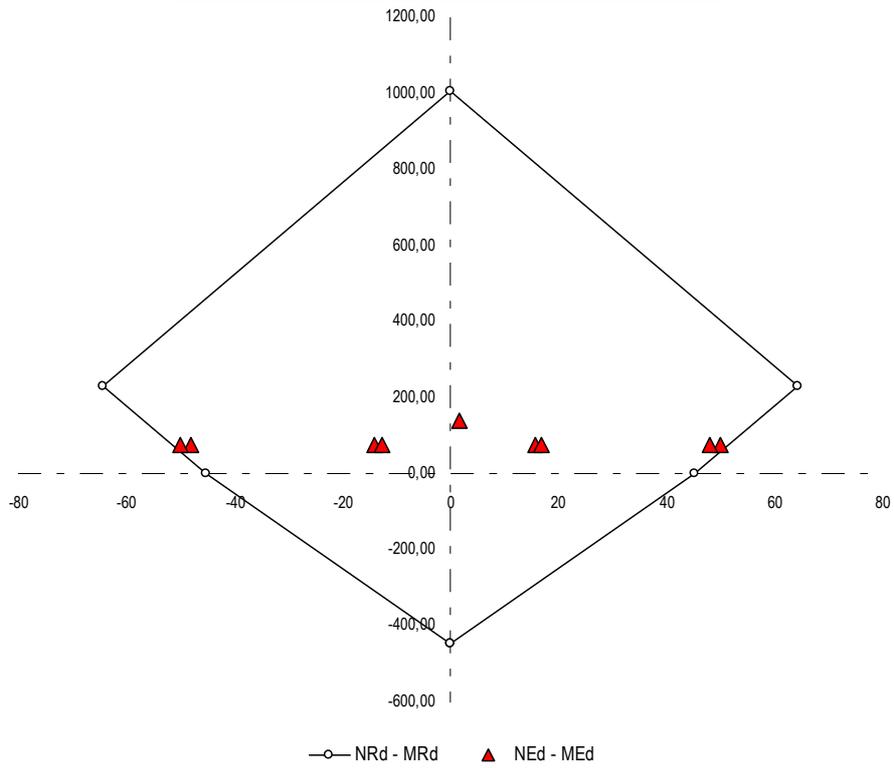
PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE



Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra	$z_C =$	83,00 mm
Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra	$z_T =$	120,00 mm
Resistenza assiale	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	$N_{Rd} = 231,84$ kN
Resistenza a flessione	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_C) - F_{T,Rd}(-z_T)$	$M_{Rd} = 64,38$ kNm

Dominio di resistenza della Piastra di Base



Combinazione	N _{Ed}	M _{Ed}
	[kN]	[kNm]
SLU	141,16	1,70
C.SX_SLV	76,30	-13,97
C.SX_SLV	76,30	15,71
C.SY_SLV	76,30	-48,10
C.SY_SLV	76,30	49,83
C.SisX_SLV_TP	76,30	-12,73
C.SisX_SLV_TP	76,30	16,95
C.SisY_SLV_TN	76,30	-50,03
C.SisY_SLV_TN	76,30	47,90

La verifica di resistenza della piastra di base è perciò soddisfatta risultando le coppie N_{ED},M_{ED} interne al dominio.

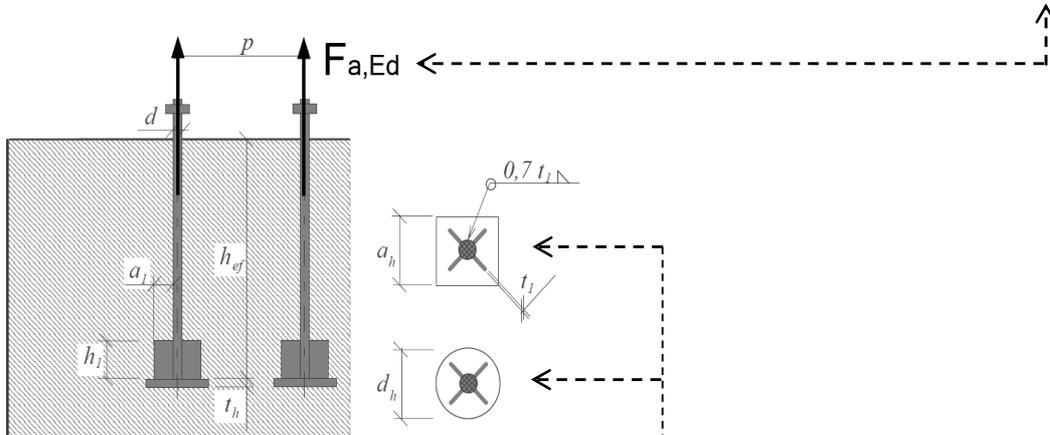
PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Sollecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

$F_{a,Ed} =$

111,17 kN



Tipologia della rosetta di ancoraggio

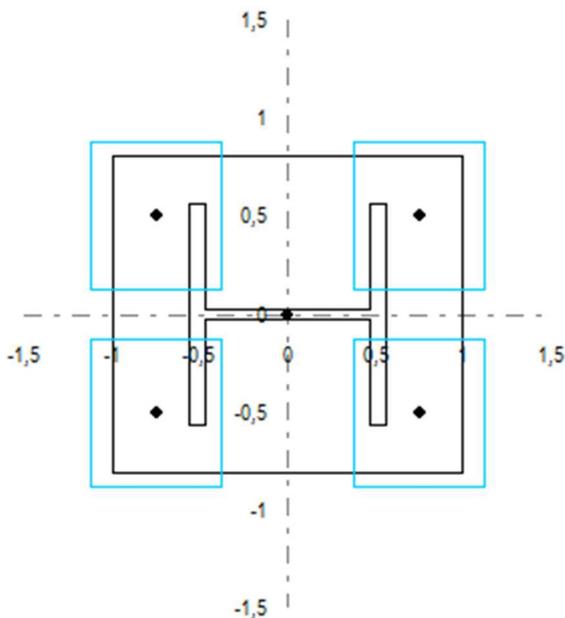
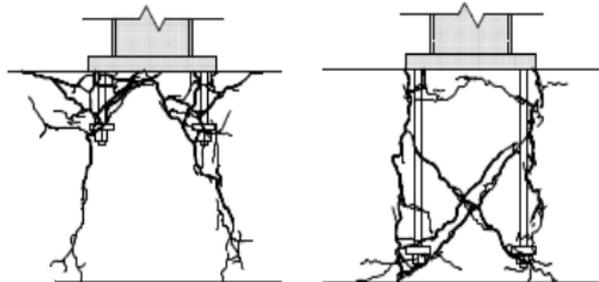
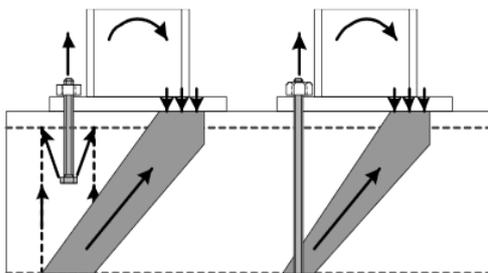
Lato o diametro della rosetta di ancoraggio

Altezza efficace del tirafondo o ancorante

Spessore della rosetta di ancoraggio

Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type	Q	
a_h o $d_h =$	120,00	mm
<i>altezza idonea</i> $h_{eff} =$	200,00	mm
$t_h =$	12,00	mm
$A_h =$	14145,53	mm ²



NOTA

La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso	$\gamma_c =$	1,50 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso	$\gamma_1 =$	1,20 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione	$\gamma_2 =$	1,00 -

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio	$\gamma_{Mc} =$	1,80 -
Altezza efficace ridotta in ragione delle reali distanze dai bordi	$h_{ef}' =$	413,33 mm
Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato	$N_{0,Rk,c} =$	331,39 kN
Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$C_{h,min} =$	380,00 mm
Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$C_{v,min} =$	420,00 mm
Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$C_{h,max} =$	620,00 mm
Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$C_{v,max} =$	580,00 mm
Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$S_{cr,N} =$	600,00 mm
	$S_{cr,N}' =$	1240,00 mm
Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$C_{cr,N} =$	300,00 mm
	$C_{cr,N}' =$	620,00 mm
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N}' =$	1,54E+06 mm ²
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N}' =$	1,00E+06 mm ²
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	$A_N/A_{N0} =$	0,65 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	0,88 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1,00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1,00 -
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N} =$	1,00 -
Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo	$N_{Rd,c} =$	52,92 kN
$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$		
Resistenza al fenomeno del pull - out	$N_{Rd,p} =$	1414,55 kN
$N_{Rd,p} = (6 A_n R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$		
Verifica dell'ancoraggio	$\rho_{anchor} =$	2,10 -

Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls

ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

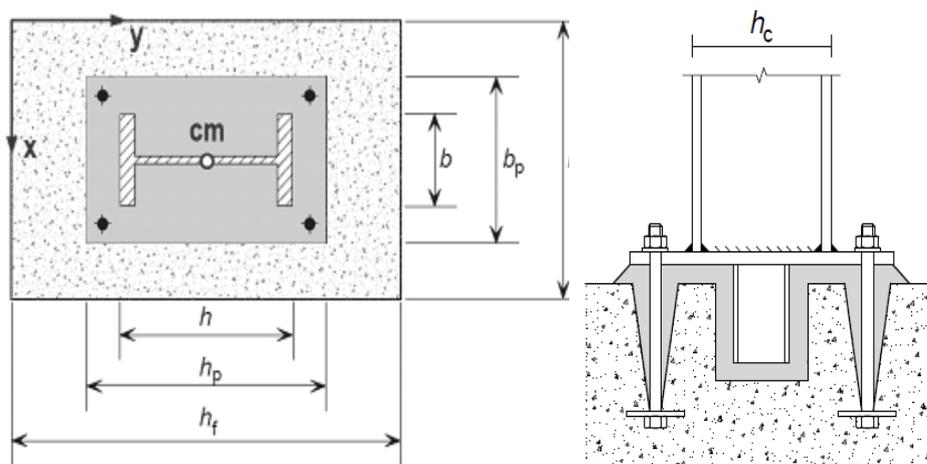
Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed} =$	58,25	kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	$f_{yk} =$	450,00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	$\gamma_s =$	1,15	-
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391,30	MPa
Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo	$A_{s,min} =$	148,87	mm²
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	$\phi =$	14,00	mm
Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio	$n_{f,min} =$	0,97	-
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	$n_f =$	2,50	OK

4.9.5 Verifiche di resistenza delle piastre di base delle colonne collegate alle aste di controvento

Il dimensionamento delle piastre di base è effettuato in base alle indicazioni riportate nell'EC3 parte 1-8 (metodo T-stub).

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8
Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck} =$	05,00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} =$	24,90	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c =$	1,50	-
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	-
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	16,46	MPa
Altezza della fondazione	$h_f =$	1,00	m
Larghezza della fondazione	$b_f =$	1,00	m
Spessore della fondazione	$d_f =$	0,30	m


Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale della colonna

Resistenza a snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{y,c} =$	275,00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della colonna	$f_{u,c} =$	430,00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_{M0} =$	1,05	-
Altezza della sezione trasversale della colonna	$h_c =$	180,00	mm
Larghezza della sezione trasversale della colonna	$b_c =$	180,00	mm
Spessore dell'anima	$t_{w,c} =$	8,50	mm

Spessore delle ali
Raggio di curvatura

$t_{f,c} =$	14,00	mm
$r_c =$	15,00	mm

Riduzione dovuta allo spessore

$f_{y,c,rid} =$	275,00	MPa
$f_{u,c,rid} =$	430,00	MPa

Definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della piastra di base e dei tirafondi

Resistenza a snervamento dell'acciaio della piastra di base	$f_{y,bp} =$	275,00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio della piastra di base	$f_{u,bp} =$	430,00	MPa
Resistenza ultima dell'acciaio dei tirafondi	$f_{ub} =$	800,00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo ai tirafondi e saldature	$\gamma_{M2} =$	1,25	-

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Altezza della piastra di base
Larghezza della piastra di base
Spessore della piastra di base

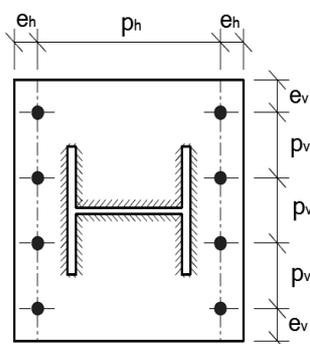
$h_{bp} =$	320,00	mm
$b_{bp} =$	320,00	mm
$t_{bp} =$	20,00	mm

Riduzione dovuta allo spessore

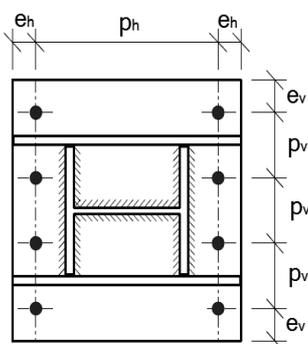
$f_{y,bp,rid} =$	275,00	MPa
$f_{u,bp,rid} =$	430,00	MPa

Diametro del bullone
Area della porzione filettata del gambo
Numero di bulloni per ciascun lato della piastra di base
Distanza verticale dal bordo della piastra
Distanza orizzontale dal bordo della piastra
Passo verticale
Passo orizzontale

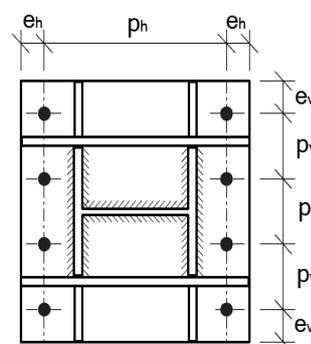
$d =$	18,00	mm
$A_s =$	193,00	mm ²
$n =$	3	-
$e_v =$	40,00	mm
$e_h =$	40,00	mm
$p_v =$	120,00	mm
$p_h =$	240,00	mm



Tipo 1



Tipo 2

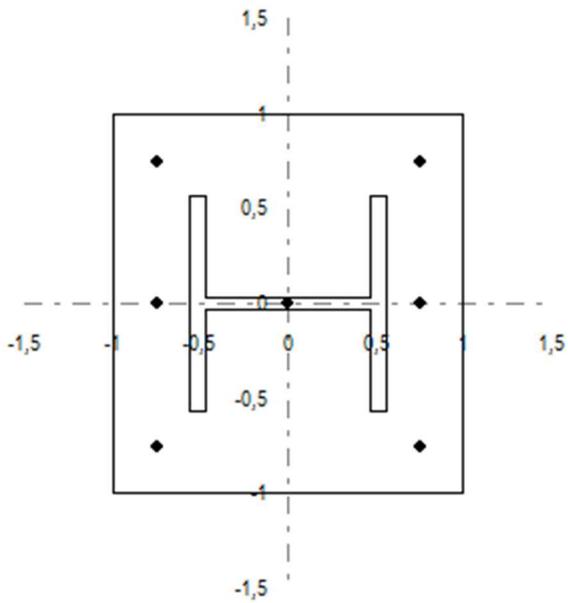


Tipo 3

Tipologia della piastra di base

1

Piastra di base priva di irrigidimenti



Verifica dei parametri geometrici		
$e_{v,lim}$	24	120,00 mm
$e_{h,lim}$	24	120,00 mm
$p_{v,lim}$	44	200,00 mm

e_v	OK	OK	-
e_h	OK	OK	-
p_v	OK	OK	-

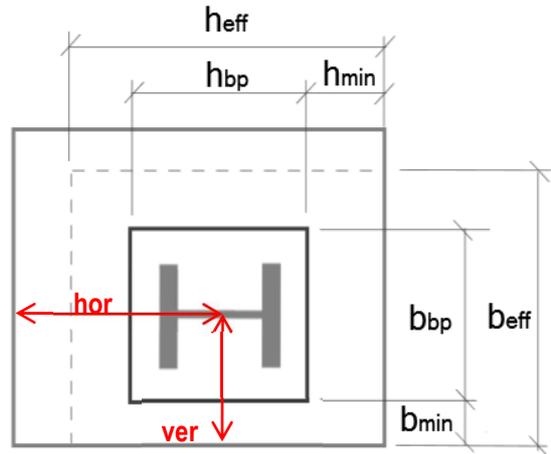
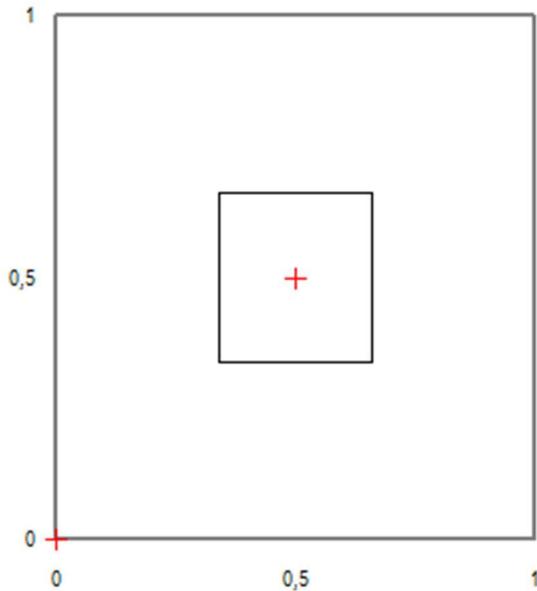
RESISTENZA A COMPRESSIONE PURA

Spessore minimo della malta di allettamento

Resistenza minima della malta di allettamento

Posizione della piastra di base rispetto alla fondazione

$f_{g,min} = (0.2f_{cd} ; f_{cd})$	$f_{g,min} =$	50,00 mm
		3,29 MPa
	hor =	0,50 m
	ver =	0,50 m



Distanza orizzontale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Distanza verticale minima tra la piastra ed il bordo della fondazione

Fattore di incremento di resistenza calcolato analiticamente

Fattore di incremento di resistenza definito dall'utente

$h_{min} =$	0,34 m
$b_{min} =$	0,34 m
$\alpha =$	1,94 -
$\alpha_{UTENTE} =$	1,50 -
$\beta_j =$	0,67 -

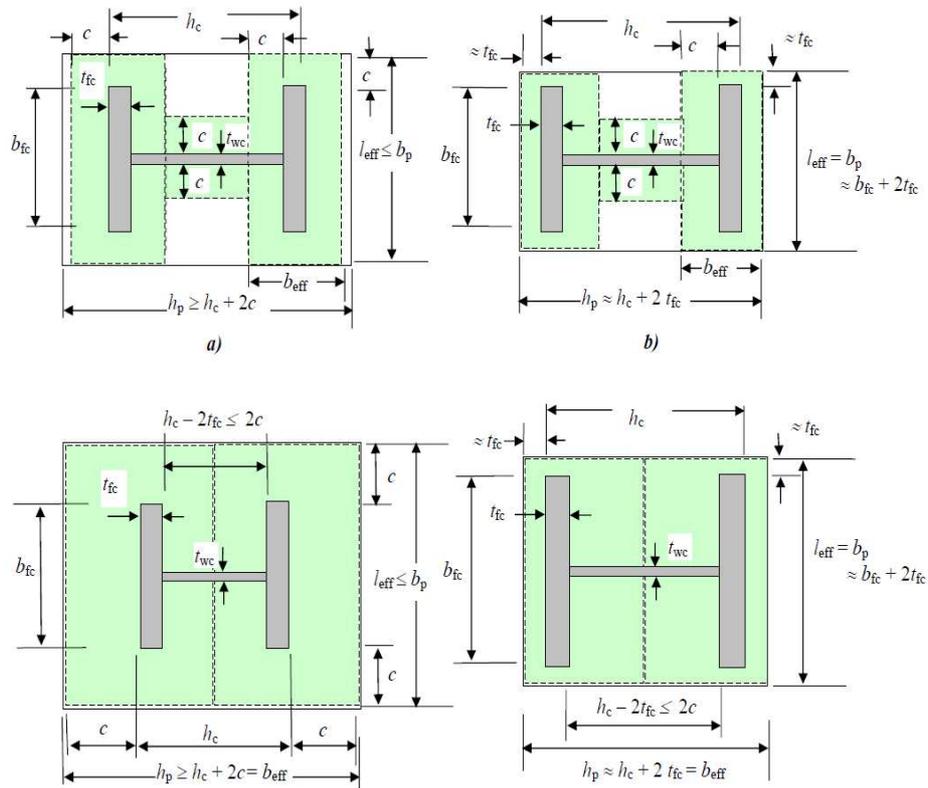
Resistenza di calcolo della fondazione

$f_{jd} = \beta_j \alpha_{UTENTE} f_{cd}$

$f_{jd} =$ 14,11 MPa

Larghezza di contatto

$c =$ 46,06 mm



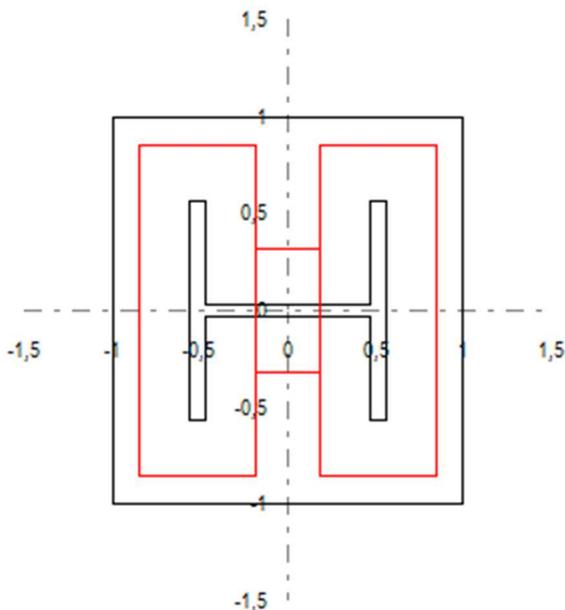
PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'ala della colonna

$L_{eff,T,f} =$	272,12 mm
$B_{eff,T,f,ext} =$	46,06 mm
$B_{eff,T,f,int} =$	46,06 mm
$A_{eff,T,f} =$	2,89E+04 mm²

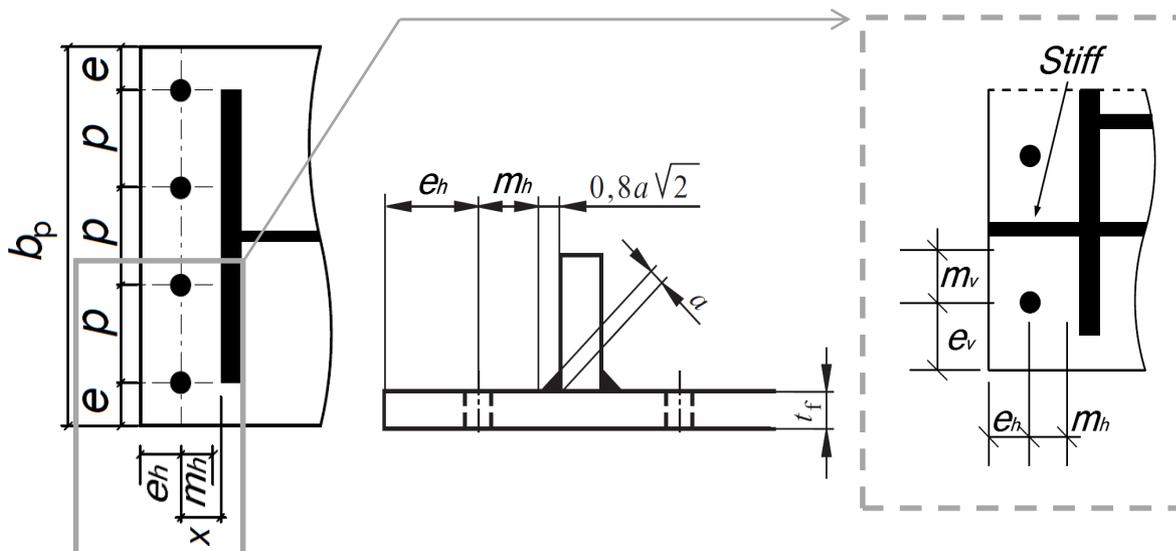
Dimensioni efficaci dell'elemento T - stub relativo all'anima della colonna

$L_{eff,T,w} =$	100,62 mm
$B_{eff,T,w} =$	59,88 mm
$A_{eff,T,w} =$	6,03E+03 mm²



Area compressiva resistente a compressione	$A_{eff} =$	6,38E+04 mm ²
Resistenza a compressione pura	$N_{C,Rd} = \frac{A_{eff}}{f_{jd}}$	1049,87 kN

RESISTENZA A TRAZIONE PURA



Distanza orizzontale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_h =$	40,00 mm
Distanza orizzontale tra il baricentro del tirafondo e l'ala della colonna	$x_h =$	30,00 mm
	$m_h =$	22,08 mm
Distanza verticale tra il bordo della piastra ed il baricentro del tirafondo	$e_v = e$	40,00 mm
Distanza verticale tra il baricentro del tirafondo e l'irrigidimento longitudinale	$x_v =$	15,00 mm
	$m_v =$	15,00 mm
Passo verticale tra i tirafondi	$p_v = p$	120,00 mm

Tipologia della piastra di base: 1

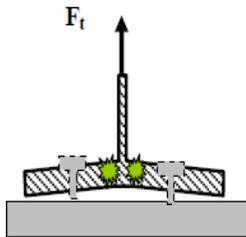
Numero di tirafondi per ciascun lato della piastra	$n =$	3 -
Percorso di snervamento circolare	$L_{eff,cp_1} =$	416,21 mm
Percorso di snervamento circolare individuale con coinvolgimento del bordo	$L_{eff,cp_2} =$	448,10 mm
Percorso di snervamento circolare di gruppo	$L_{eff,cp_3} =$	618,74 mm
Percorso di snervamento non circolare con doppia curvatura	$L_{eff,nc_1} =$	320,00 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento del bordo	$L_{eff,nc_2} =$	414,96 mm
Percorso di snervamento non circolare individuale e coinvolgimento d'angolo	$L_{eff,nc_3} =$	356,64 mm
Percorso di snervamento non circolare di gruppo	$L_{eff,nc_4} =$	378,32 mm
	$L_{eff,min} =$	320,00 mm

Resistenza a flessione della piastra

Lunghezza efficace per il calcolo della resistenza a flessione della piastra	$L_{eff,min} =$	320,00	mm
Momento plastico per modo di collasso senza sviluppo di forze di contatto	$M_{pl,1,2,Rd} =$	8,38	kNm
Resistenza a trazione per flessione della piastra di base	$F_{T,1+2,Rd} =$	379,57	kN

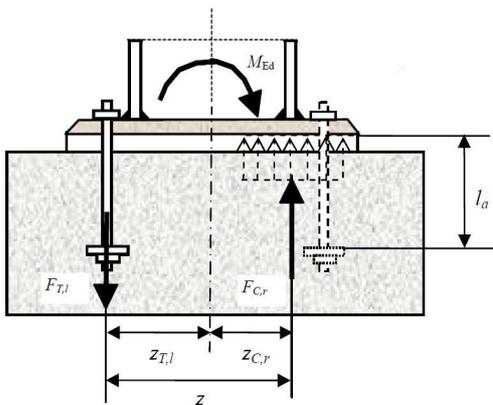
Resistenza a trazione dei tirafondi

Numero dei tirafondi per ciascun lato	$n =$	3	-
Resistenza a trazione del singolo tirafondo	$F_{t,Rd} =$	111	kN
Resistenza per collasso dei tirafondi	$F_{T,3,Rd} =$	333,50	kN



Resistenza a trazione pura	$N_{T,Rd} = -2\min(F_{1,2};F_3)$	$N_{T,Rd} =$	-667,01	kN
-----------------------------------	----------------------------------	--------------	----------------	----

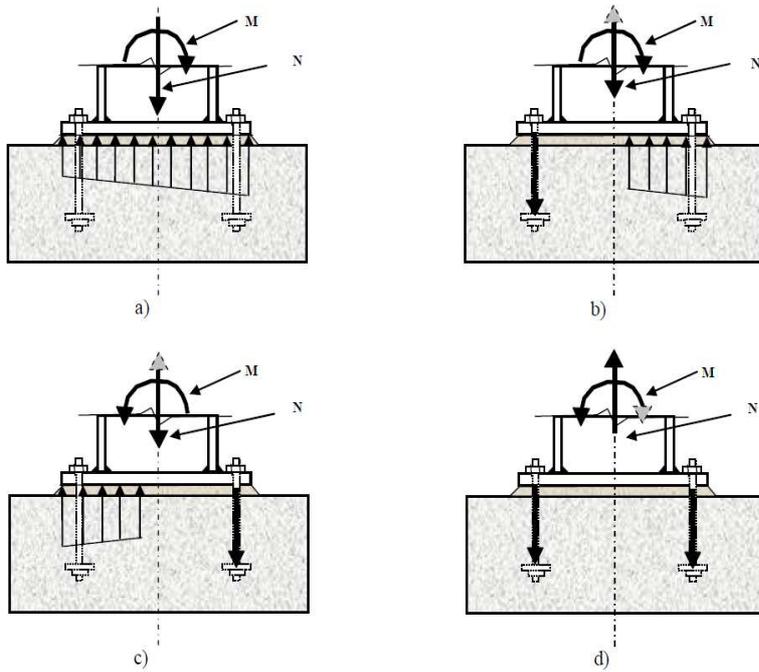
RESISTENZA A FLESSIONE PURA



Resistenza a compressione al di sotto della singola ala della colonna	$F_{C,Rd} =$	475,34	kN
Resistenza a trazione per flessione piastra o trazione tirafondi	$F_{T,Rd} =$	333,50	kN
	$F_{min,Rd} =$	333,50	kN
Braccio di leva tra la risultante di compressione e quella di trazione	z	203,00	mm

Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} \cdot z$	$M_{0,Rd} =$	67,70	kNm
------------------------------------	---------------------------------	--------------	--------------	-----

RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE



Braccio di leva della risultante delle compressioni rispetto a metà piastra

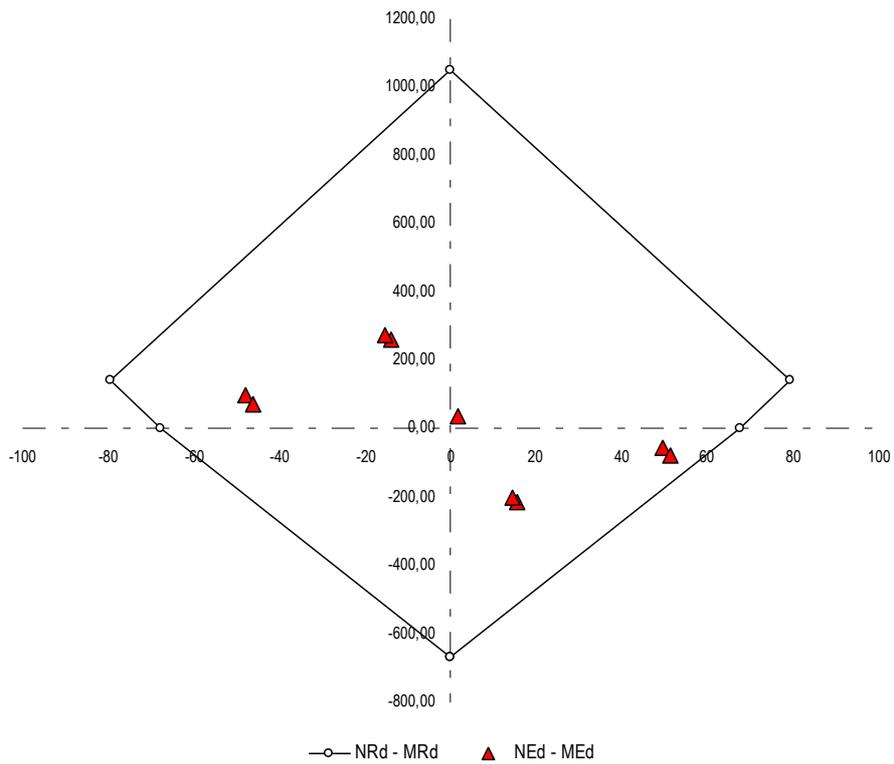
$$z_C = 83,00 \text{ mm}$$

Braccio di leva della risultante delle trazioni rispetto a metà piastra

$$z_T = 120,00 \text{ mm}$$

Resistenza assiale	$N_{Rd} = F_{C,Rd} - F_{T,Rd}$	$N_{Rd} = 141,84 \text{ kN}$
Resistenza a flessione	$M_{Rd} = F_{C,Rd}(z_C) - F_{T,Rd}(-z_T)$	$M_{Rd} = 79,47 \text{ kNm}$

Dominio di resistenza della Piastra di Base



Combinazione	N_{Ed}	M_{Ed}	$V_{z,Ed}$	$V_{y,Ed}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
SLU	37,94	1,75	-0,55	-1,41
C.SX_SLV	260,19	-13,97	-5,00	-106,62
C.SX_SLV	-215,12	15,75	4,44	104,62
C.SY_SLV	99,17	-47,96	-15,80	-35,06
C.SY_SLV	-54,11	49,74	15,23	33,06
C.SisX_SLV_TP	276,09	-15,15	-4,63	-113,69
C.SisX_SLV_TP	-199,22	14,57	4,81	97,55
C.SisY_SLV_TN	74,45	-46,12	-16,38	-24,08
C.SisY_SLV_TN	-78,83	51,58	14,66	44,05

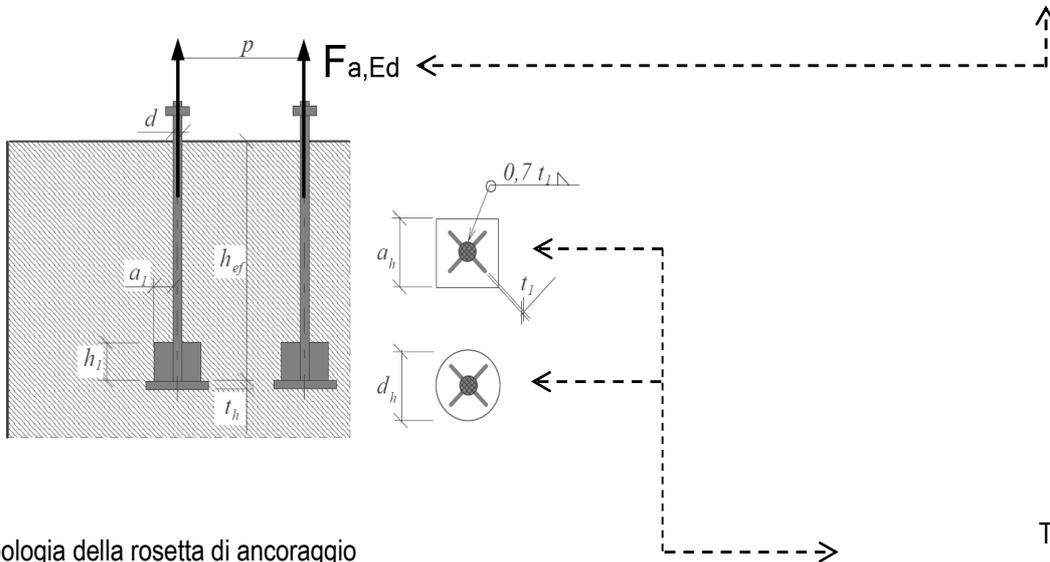
La verifica di resistenza della piastra di base è perciò soddisfatta risultando le coppie N_{Ed}, M_{Ed} interne al dominio.

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

RESISTENZA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Sollecitazione di progetto su ciascun sistema di ancoraggio

$F_{a,Ed} = 111,17 \text{ kN}$



Tipologia della rosetta di ancoraggio

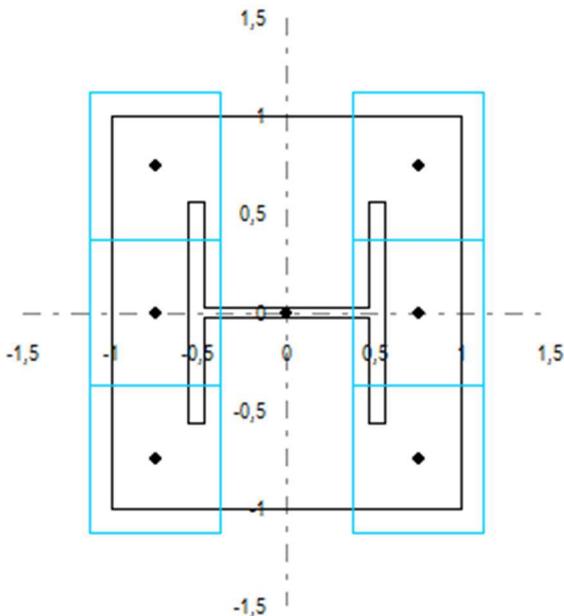
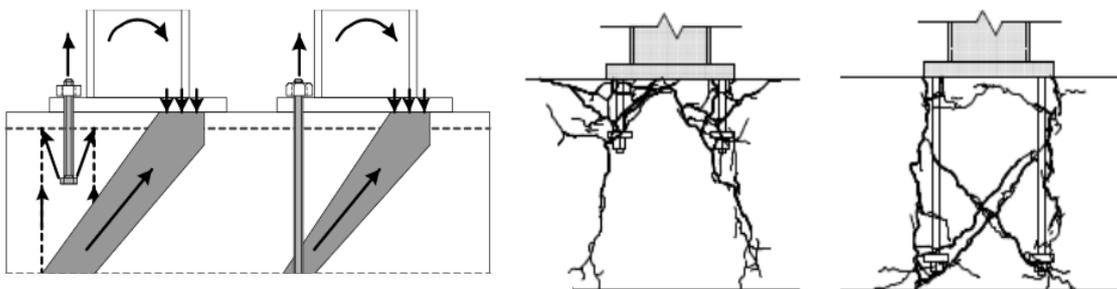
Lato o diametro della rosetta di ancoraggio

Altezza efficace del tirafondo o ancorante

Spessore della rosetta di ancoraggio

Area della sezione della testa dell'ancoraggio

Type	Q	
a_h	120,0	m
d_h	0	m
<i>altezza idonea</i> h_{eff}	200,0	m
t_h	12,00	m
A_h	1414	m ²
	5,53	m ²



NOTA

La resistenza dell'ancoraggio è valutata in accordo con l'ANNESSO C relativo alla Norma ETAG 2010

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo compresso	$\gamma_c =$	1,50 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo teso	$\gamma_1 =$	1,20 -
Coefficiente parziale di sicurezza per il grado di sicurezza di installazione	$\gamma_2 =$	1,00 -

**PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE:
NTC e EN 1993 - 1 - 8**

Coefficiente parziale di sicurezza per l'ancoraggio	$\gamma_{Mc} =$	1,80 -
Altezza efficace ridotta in ragione delle reali distanze dai bordi	$h_{ef}' =$	413,3 m 3 m
Resistenza iniziale di un ancorante posto in calcestruzzo non fessurato	$N_{0,Rk,c} =$	357,9 kN 5
Distanza orizzontale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$C_{h,min} =$	380,0 m 0 m
Distanza verticale minima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$C_{v,min} =$	380,0 m 0 m
Distanza orizzontale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$C_{h,max} =$	620,0 m 0 m
Distanza verticale massima dell'ancorante dal bordo della fondazione	$C_{v,max} =$	620,0 m 0 m
Interasse necessario per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$S_{cr,N} =$	600,0 m 0 m
	$S_{cr,N}' =$	1240,00 m
Distanza dal bordo per garantire la resistenza caratteristica a trazione	$C_{cr,N} =$	300,0 m 0 m
	$C_{cr,N}' =$	620,0 m 0 m
Area di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanze dai bordi	$A_{0,c,N}' =$	1,54E+06 m ²
Area effettiva di un ancorante singolo sulla superficie di calcestruzzo	$A_{c,N}' =$	1,00E+06 m ²
Rapporto tra l'area effettiva e l'area ideale del singolo ancorante	A_N/A_N	0,65 -
Fattore che tiene in conto degli effetti di bordo	$\Psi_{s,N} =$	0,88 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'armatura	$\Psi_{re,N} =$	1,00 -
Fattore che tiene in conto dell'effetto dell'eccentricità	$\Psi_{ec,N} =$	1,00 -

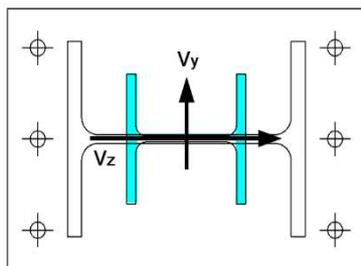
Fattore che tiene in conto della fessurazione del calcestruzzo	$\Psi_{ucr,N}$	=	1,00	-
Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo	$N_{Rd,c}$	=	38,10	kN
$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$				
Resistenza al fenomeno del pull - out	$N_{Rd,p}$	=	1650,31	kN
$N_{Rd,p} = (6 A_h R_{ck} \Psi_{ucr,N}) / \gamma_{Mc}$				
Verifica dell'ancoraggio	ρ_{anchor}	=	2,92	-
<i>Si rende necessaria l'introduzione di apposita armatura per scongiurare l'effetto della rottura conica del cls</i>				

ARMATURA NECESSARIA PER L'ANCORAGGIO

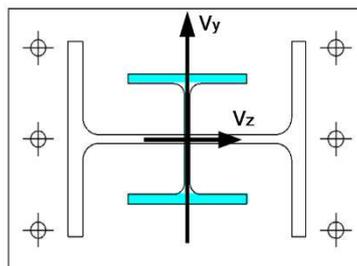
Sollecitazione sull'armatura di ciascun ancoraggio	$\Delta F_{a,Ed}$	=	73,06	kN
Resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura	f_{yk}	=	450,00	MPa
Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura	γ_s	=	1,15	-
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	=	391,30	MPa
Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo	$A_{s,min}$	=	186,72	m ²
Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione	ϕ	=	14,00	mm
Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio	$n_{f,min}$	=	1,21	-
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio	n_f	=	2,50	OK

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

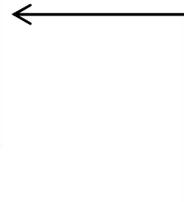
PROGETTO DELLA CHIAVE DI TAGLIO



TYPE. A



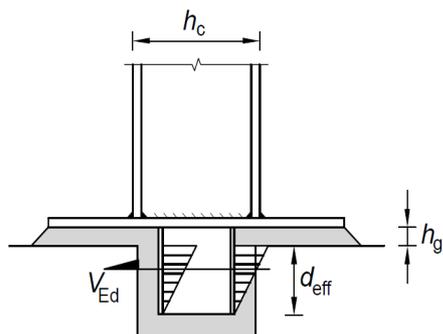
TYPE. B



Tipologia della chiave di taglio

Type =

B



Dimensioni della chiave di taglio

Resistenza a snervamento dell'acciaio della chiave di taglio

$$f_{y,sk} = 275,00 \text{ MPa}$$

Resistenza ultima dell'acciaio della chiave di taglio

$$f_{u,sk} = 430,00 \text{ MPa}$$

Coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Altezza della sezione trasversale della chiave di taglio

$$h_{sk} = 96,00 \text{ mm}$$

Larghezza della sezione trasversale della chiave di taglio

$$b_{sk} = 100,00 \text{ mm}$$

Spessore dell'anima

$$t_{w,sk} = 6,00 \text{ mm}$$

Spessore delle ali

$$t_{f,sk} = 8,00 \text{ mm}$$

Raggio di curvatura

$$r_{sk} = 12,00 \text{ mm}$$

Approfondimento della chiave di taglio

OK	$d_{eff} = 90,00 \text{ mm}$
-----------	------------------------------

h_w	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	A_{vy}
[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ²]
80,00	2203,61	3,535E+06	7,364E+04	8,461E+04	843,61	1,339E+06	2,679E+04	4,142E+04	1600,00

PROGETTO E VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE: NTC e EN 1993 - 1 - 8

Resistenza a taglio nelle due direzioni

Resistenza plastica a taglio nelle due direzioni

$$V_{pl,z,Rd} = 241,94 \text{ kN}$$

$$V_{pl,y,Rd} = 127,56 \text{ kN}$$

Resistenza a compressione del cls nelle due direzioni

Spessore della malta di allettamento

OK	$h_g = 50,00 \text{ mm}$
-----------	--------------------------

Altezza complessiva della chiave di taglio

$$d_{sk} = 140,00 \text{ mm}$$

Resistenza del cls nelle due direzioni

$$V_{c,z,Rd} = 59,26 \text{ kN}$$

$$V_{c,y,Rd} = 148,16 \text{ kN}$$

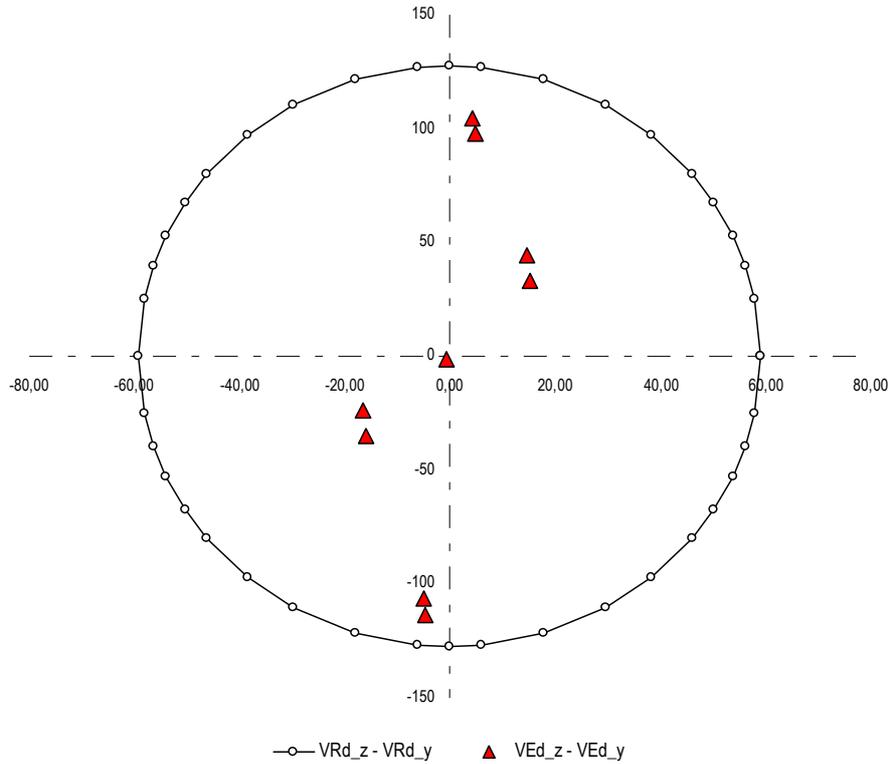
Resistenza a taglio per flessione della chiave di taglio

Resistenza a taglio nelle due direzioni

$$V_{M,z,Rd} = 87,70 \text{ kN}$$

	$V_{M,y,Rd} =$	241,10	kN
Resistenza minima in direzione z	$V_{z,Rd} =$	59,26	kN
Resistenza minima in direzione y	$V_{y,Rd} =$	127,56	kN

Resistenza della Chiave di Taglio



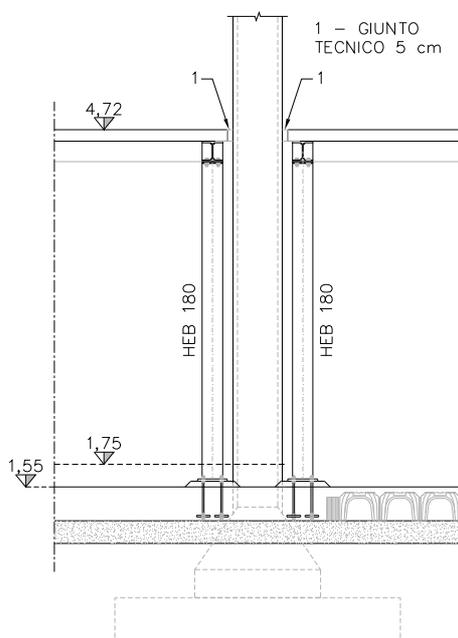
Combinazione	N_{Ed}	M_{Ed}	$V_{z,Ed}$	$V_{y,Ed}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
SLU	37,94	1,75	-0,55	-1,41
C.SX_SLV	260,19	-13,97	-5,00	-106,62
C.SX_SLV	-215,12	15,75	4,44	104,62
C.SY_SLV	99,17	-47,96	-15,80	-35,06
C.SY_SLV	-54,11	49,74	15,23	33,06
C.SisX_SLV_TP	276,09	-15,15	-4,63	-113,69
C.SisX_SLV_TP	-199,22	14,57	4,81	97,55
C.SisY_SLV_TN	74,45	-46,12	-16,38	-24,08
C.SisY_SLV_TN	-78,83	51,58	14,66	44,05

La verifica di resistenza della chiave di taglio è perciò soddisfatta risultando $V_{z,Ed}$, $V_{y,Ed}$ interne al dominio.

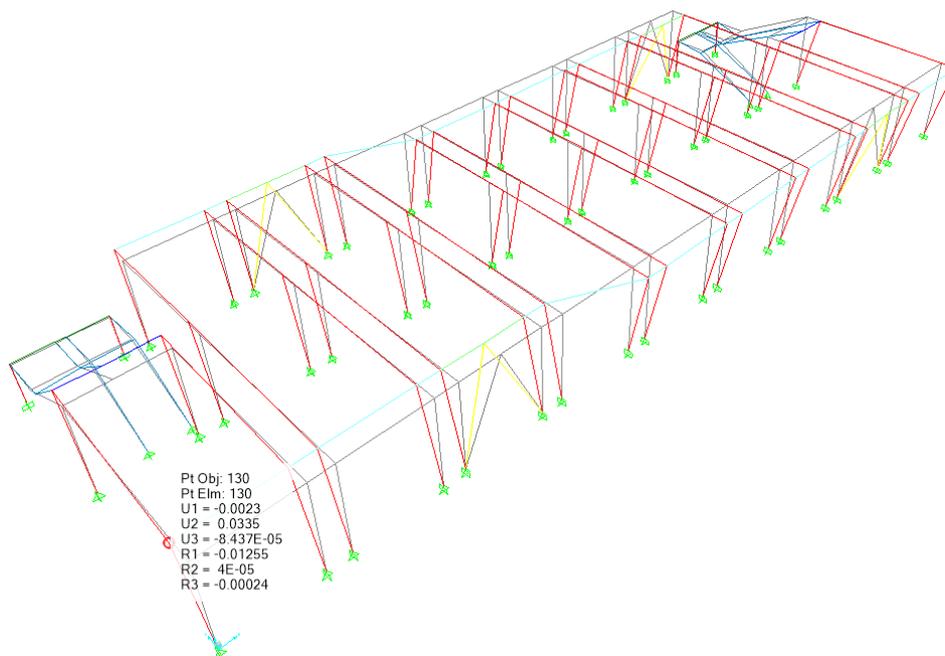
4.9.6 VERIFICA DIMENSIONE GIUNTO IN ELEVAZIONE SOPPALCO

Il paragrafo 7.2.2 del D.M. 14-01-2008 specifica che la distanza tra costruzioni contigue non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV ed in ogni caso non inferiore ad $1/100$ della quota dei punti considerati, misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S/0,5 g$. Inoltre afferma che qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione, non isolata alla base, può essere stimato in $1/100$ dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S/0,5 g$.

I soppalchi realizzati a quota + 4,80 m si affiancano alle strutture esistenti senza generare interferenze né dal punto di vista statico, né dinamico. Infatti i montanti realizzati con profili HEB 180 sono del tutto indipendenti dai pilastri in c.a., e nel solaio, realizzato con lamiera grecata e soletta di completamento in calcestruzzo alleggerito, vengono lasciati dei fori in corrispondenza di ciascun pilastro, tali da garantire un giunto di ampiezza pari a 5 cm tra le due strutture.



Dal modello di calcolo impiegato per l'analisi strutturale del soppalco è possibile determinare lo spostamento massimo registrato con lo spettro elastico allo SLV, che risulta essere pari a $\delta=0,0335 \text{ m} = 33,5 \text{ mm}$ e si verifica nella direzione trasversale dello stesso.



Per quanto riguarda la struttura esistente costituita dai telai in c.a., non avendo eseguito calcoli specifici, si assume lo spostamento massimo come indicato al punto 7.2.2 del D.M. 14-01-2008.

Nel caso in esame abbiamo:

$$H = 3,17 \text{ m} = 3170 \text{ mm}$$

$$S = 1,197$$

$$a_g / g = 0,205$$

$$\text{Pertanto si ha: } \delta_{c.a.} = (3170/100 \times 1,197 \times 0,205) / 0,5 = \mathbf{15,56 \text{ mm}}$$

La somma degli spostamenti massimi risulta essere pari a: $\delta_{TOT} = 33,50 \text{ mm} + 15,56 \text{ mm} = \mathbf{49,06 \text{ mm}}$.

Essendo il soppalco separato dalla struttura esistente in c.a. da un giunto di ampiezza 50 mm la verifica risulta soddisfatta:

$$\delta_{TOT} = 49,06 \text{ mm} < \delta_{giunto} = 50 \text{ mm}$$

4.10 Verifica nuove scale di sicurezza

Alle due estremità del telaio in c.a. in corrispondenza degli spigoli B e C, sono disposte due scale in acciaio con funzione di emergenza a partire dalla quota +1,75 fino alla quota +13.30, passando per i piani +7,80 e +10,80.

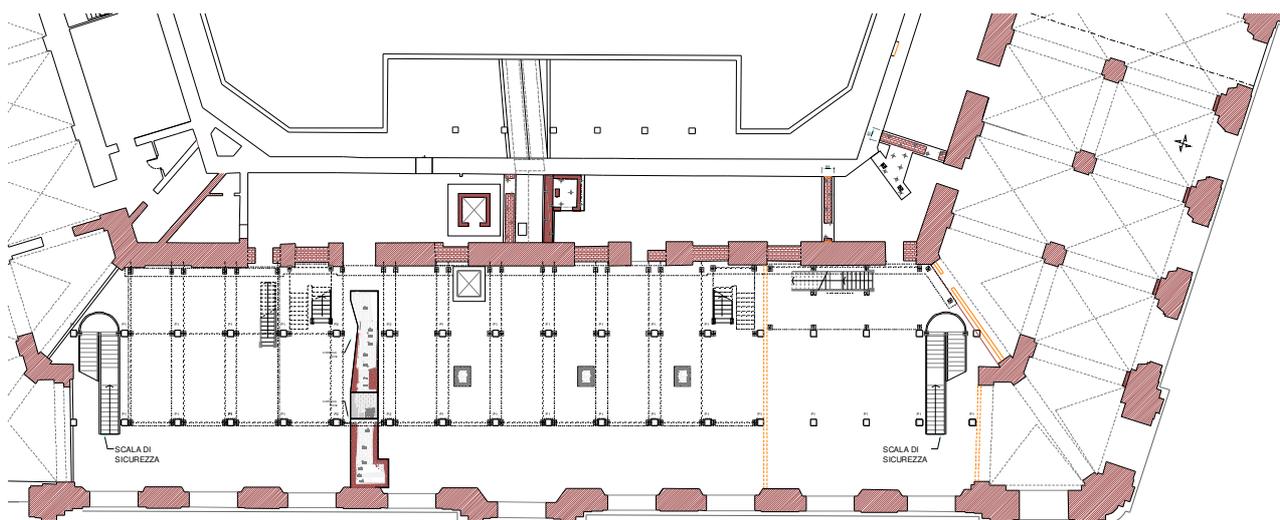


Figura 86

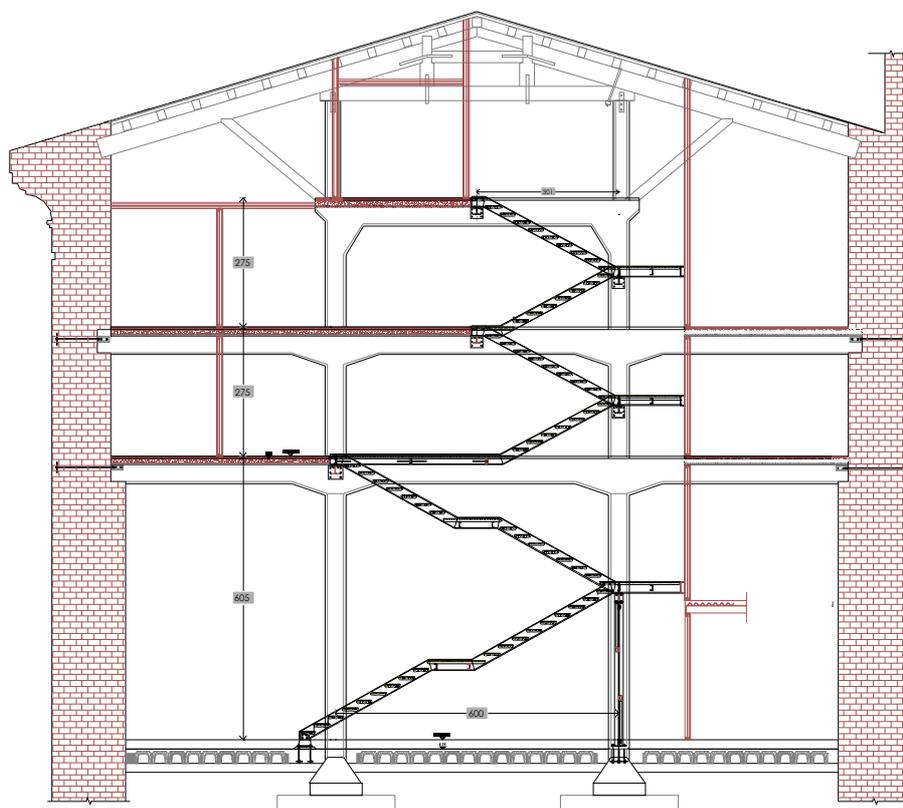


Figura 87 – Sezione trasversale scale di sicurezza

La scala è realizzata utilizzando due cosciali in acciaio a sezione UPN240 (fino a quota +7,80) e UPN220, uniti da gradini prefabbricati con grigliato in acciaio di dimensioni 1200 x 329. I pianerottoli sono realizzati con i medesimi cosciali in configurazione circolare, ottenuta mediante calandratura del profilato metallico. Nei pianerottoli il piano di calpestio è realizzato con grigliato elettrosaldato.

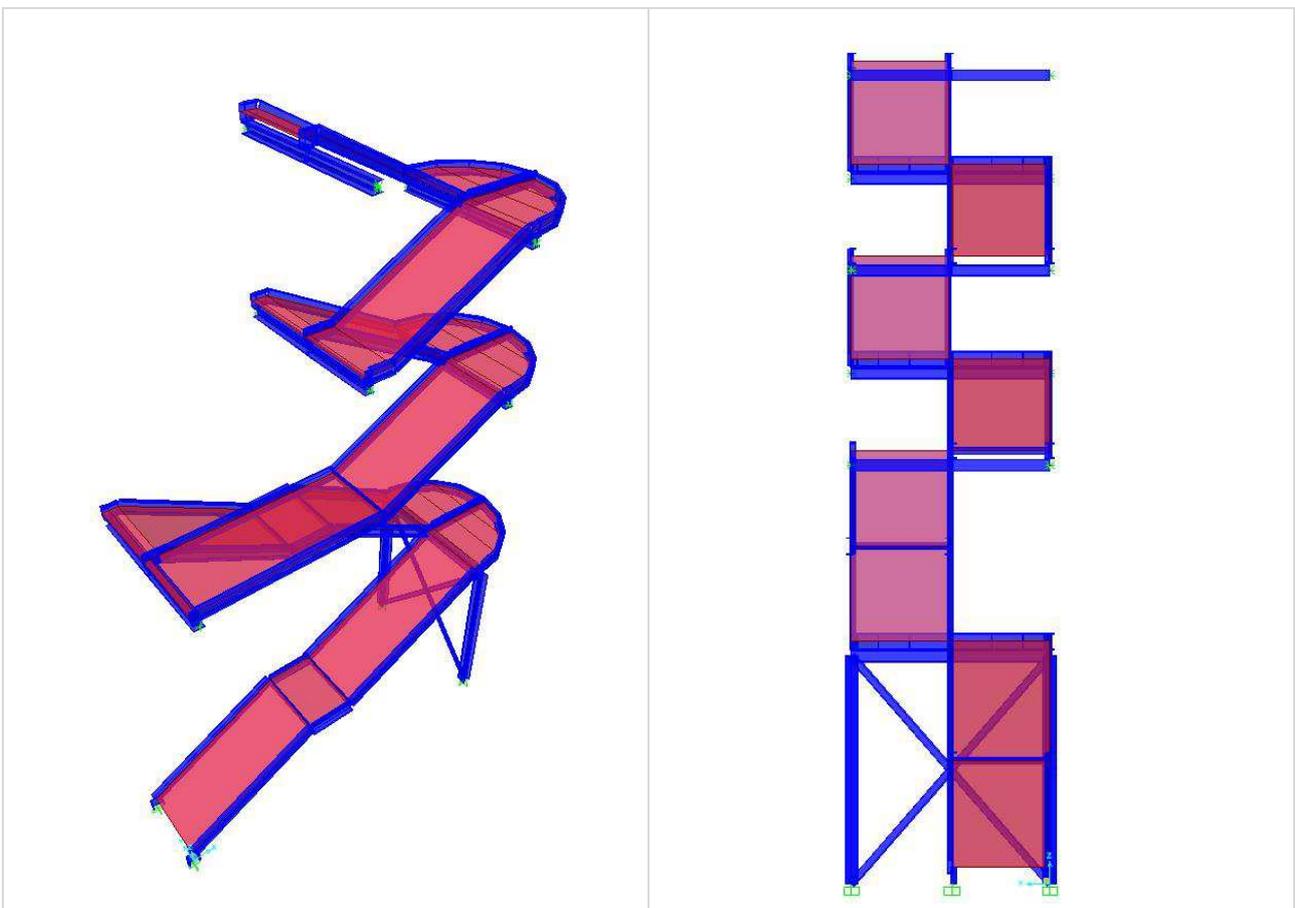
A livello di impalcato e di interpiano (tranne che per la quota +5.11) la scala è supportata da travi in acciaio (HEA 180 ed HEA 160) direttamente collegate al telaio in calcestruzzo.

4.10.1 Modello di calcolo

Il modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti è messo a punto utilizzando il programma di calcolo *SAP2000NL* versione 14.2.0. La struttura è schematizzata con elementi frame per le travi, i pilastri ed i cosciali. La funzione di collegamento e di ripartizione del carico data dai gradini metallici è simulata mediante un elemento bi-dimensionale.

Le verifiche delle singole membrature (pilastri, travi, controventi...) sono eseguite assumendo i seguenti coefficienti (NTC 2008):

- $\gamma_{M0} = 1,05$ (per sezioni di classe 1-2-3-4);
- $\gamma_{M1} = 1,05$ (per fenomeni di instabilità).



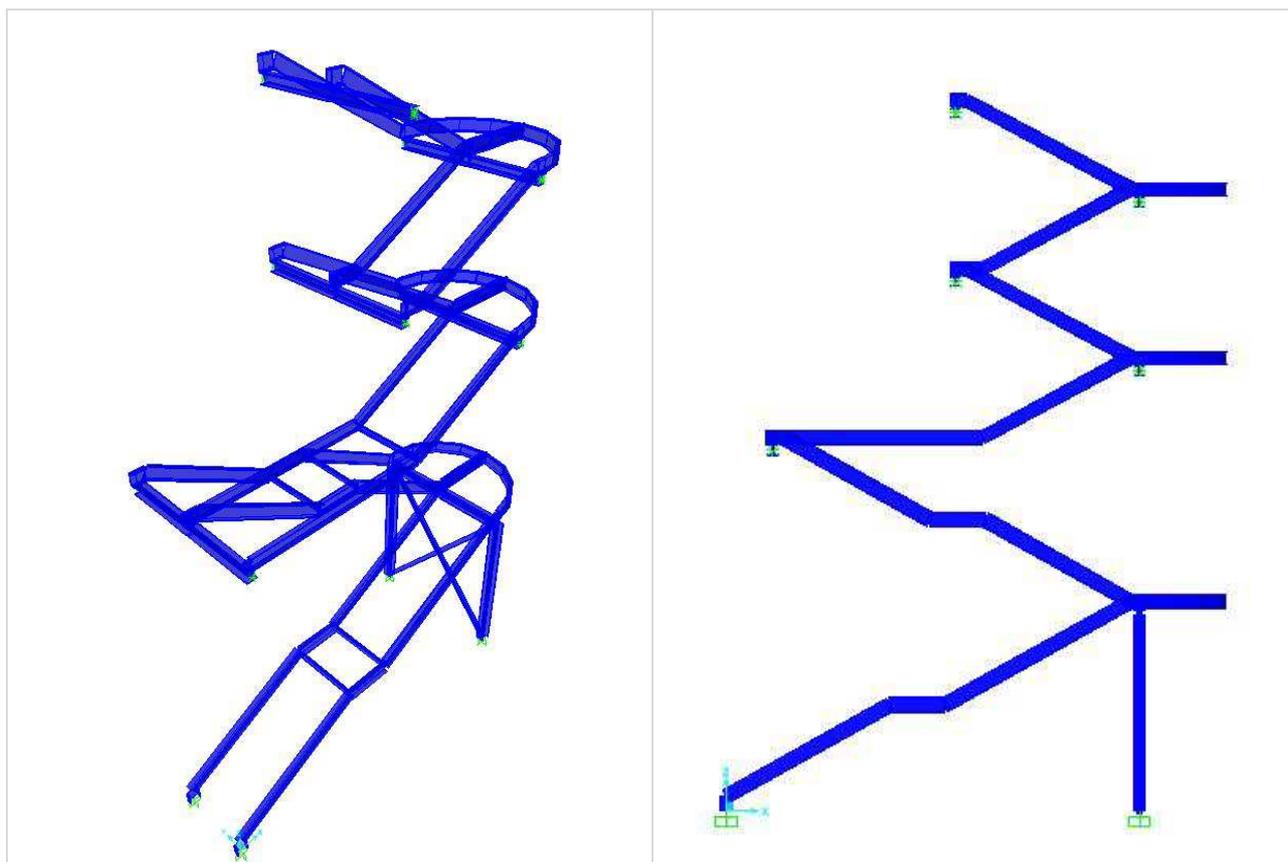


Figura 88 - Viste del modello di calcolo

Le sollecitazioni per la combinazione di progetto dimensionante allo SLU statico sono riportate nelle immagini seguenti:

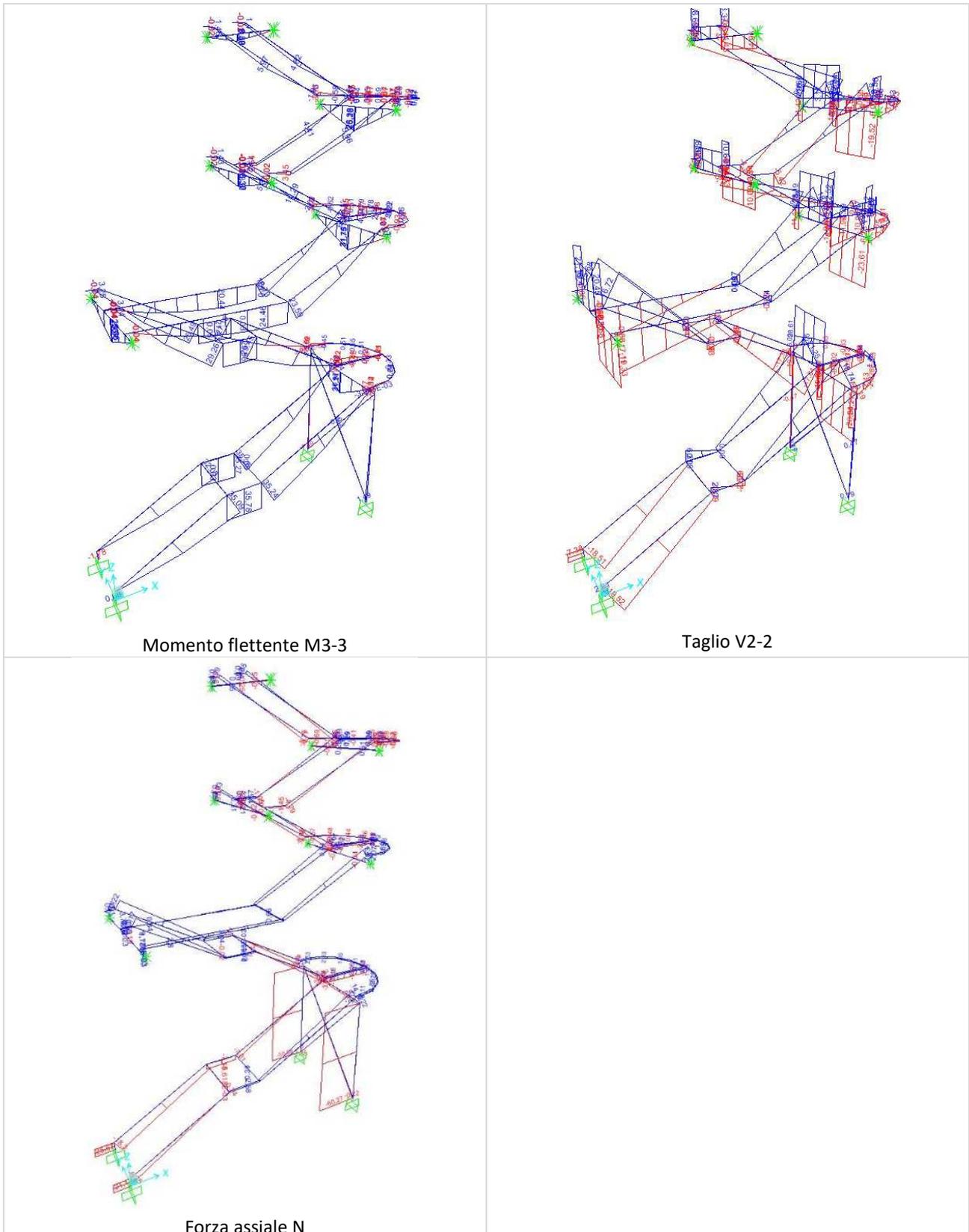


Figura 89 – Sollecitazioni di progetto

4.10.2 Verifiche allo SLU scala

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di resistenza delle strutture in acciaio delle nuove scale. Le verifiche di resistenza vengono eseguite per lo SLV.

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo. Le verifiche di resistenza vengono condotte in automatico dal programma di calcolo per la combinazione dei massimi carichi verticali allo SLU e per le combinazioni sismiche.

Le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature costituenti il telaio della struttura sono condotte in conformità alla norma EN 1993-1-1: 2005, mediante le routine di verifica interne al software di calcolo SAP2000. In particolare, si applicano le formulazioni del paragrafo 6.3.3 della predetta norma per quanto riguarda le verifiche di resistenza all'instabilità per membrature soggette a flessione e compressione assiale:

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

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

L'immagine seguente riporta la sintesi delle verifiche di stabilità con interazione forza normale e flessione biassiale mediante i rapporti "PMM Demand/Capacity Ratio" utilizzati dal software SAP2000. Per valori di "PMM Demand/Capacity Ratio" ≤ 1 la verifica è soddisfatta.

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

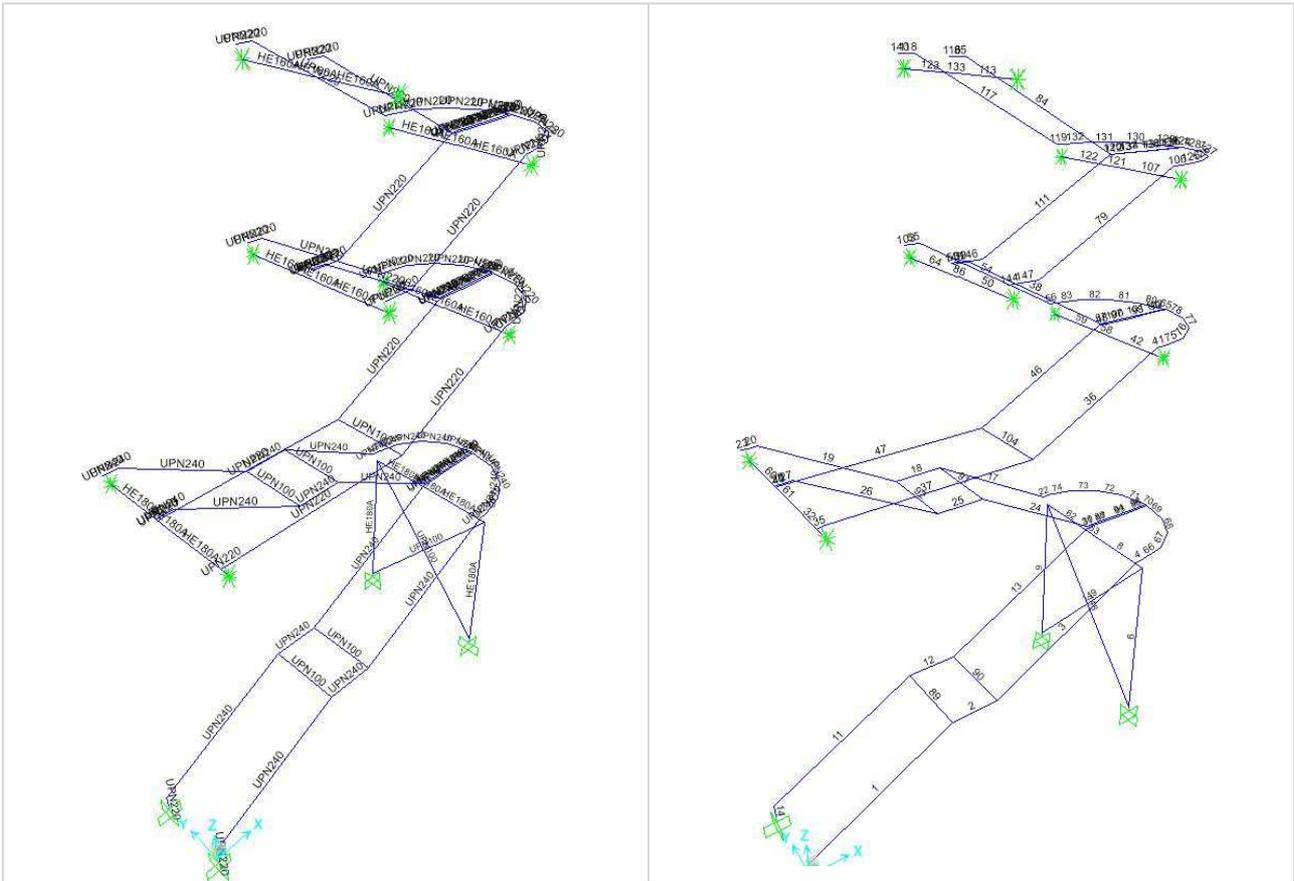


Figura 90 – Sezioni degli elementi di calcolo e loro numerazione

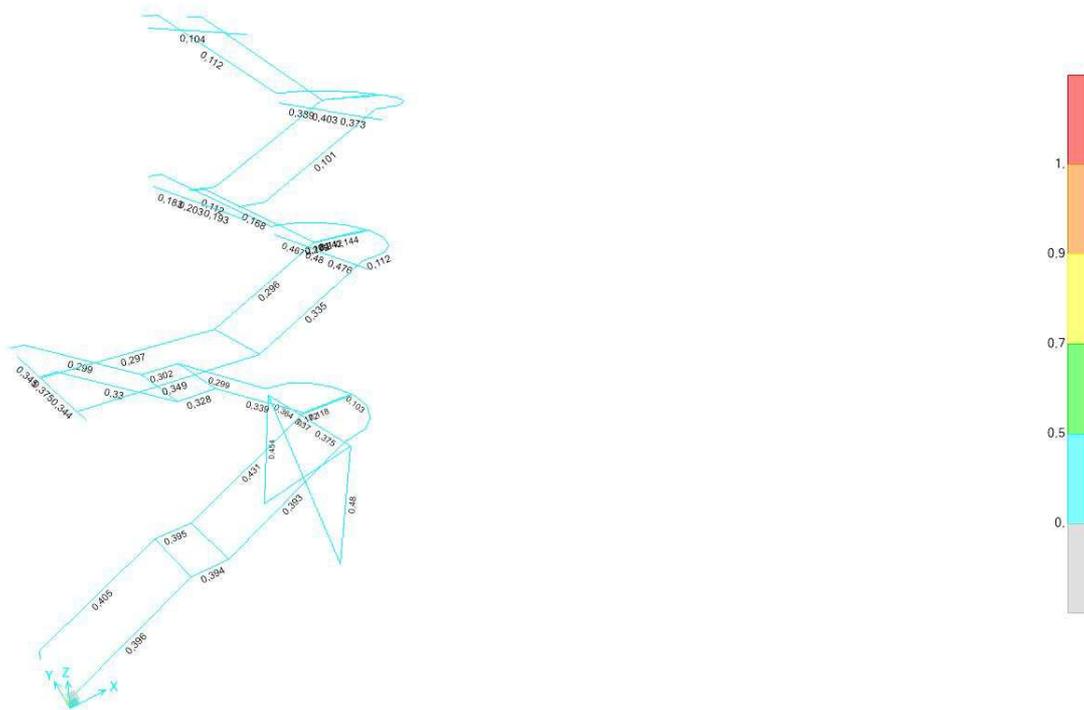


Figura 91 – Coefficienti di verifica

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location m
1	UPN240	Brace	No Messages	0,39594	PMM	COMB1	0
2	UPN240	Beam	No Messages	0,3938	PMM	COMB1	0
3	UPN240	Brace	No Messages	0,39316	PMM	COMB1	0
4	UPN240	Beam	No Messages	0,06926	Major Shear	COMB1	0
5	UPN220	Column	No Messages	0,04366	PMM	COMB1	0
6	HE180A	Column	No Messages	0,48003	PMM	COMB1	1,605
8	HE180A	Beam	No Messages	0,37468	PMM	COMB1	0,453
9	HE180A	Column	No Messages	0,45433	PMM	COMB1	1,605
11	UPN240	Brace	No Messages	0,40469	PMM	COMB1	0
12	UPN240	Beam	No Messages	0,3952	PMM	COMB1	0
13	UPN240	Brace	No Messages	0,43137	PMM	COMB1	0
14	UPN220	Column	No Messages	0,05138	PMM	COMB1	0
17	UPN240	Brace	No Messages	0,29913	PMM	COMB1	2,751
18	UPN240	Beam	No Messages	0,30162	PMM	COMB1	0,9
19	UPN240	Brace	No Messages	0,2993	PMM	COMB1	0
20	UPN240	Beam	No Messages	0,06053	Major Shear	COMB1	0,159
22	UPN220	Beam	No Messages	0,06311	Major Shear	COMB1	0
23	UPN240	Beam	No Messages	0,0019	Major Shear	COMB1	0
24	UPN240	Brace	No Messages	0,33882	PMM	COMB1	0
25	UPN240	Beam	No Messages	0,32751	PMM	COMB1	0
26	UPN240	Brace	No Messages	0,32994	PMM	COMB1	0
27	UPN240	Beam	No Messages	0,05851	Major Shear	COMB1	0,159
28	UPN240	Beam	No Messages	0,0019	Major Shear	COMB1	0
30	UPN240	Beam	No Messages	0,05706	Major Shear	COMB1	0
31	UPN240	Beam	No Messages	0,17165	PMM	COMB1	0
32	HE180A	Beam	No Messages	0,3444	PMM	COMB1	0
35	UPN220	Beam	No Messages	0,00216	Major Shear	COMB1	0
36	UPN220	Brace	No Messages	0,33483	PMM	COMB1	0
37	UPN220	Beam	No Messages	0,34873	PMM	COMB1	2,92
38	UPN220	Brace	No Messages	0,16819	PMM	COMB1	3,064
39	UPN220	Beam	No Messages	0,03513	Major Shear	COMB1	0,182
41	UPN220	Beam	No Messages	0,07308	PMM	COMB1	0,168
42	HE160A	Beam	No Messages	0,4758	PMM	COMB1	0
46	UPN220	Brace	No Messages	0,29645	PMM	COMB1	0
47	UPN220	Beam	No Messages	0,29731	PMM	COMB1	2,92
48	UPN220	Beam	No Messages	0,2715	PMM	COMB1	0,168
49	UPN220	Beam	No Messages	0,00216	Major Shear	COMB1	0
50	HE160A	Beam	No Messages	0,19344	PMM	COMB1	0,453
53	UPN220	Beam	No Messages	0,00177	Major Shear	COMB1	0
54	UPN220	Brace	No Messages	0,11189	PMM	COMB1	1,532
55	UPN220	Beam	No Messages	0,028	Major Shear	COMB1	0,182
56	UPN220	Beam	No Messages	0,09141	PMM	COMB1	0
57	UPN220	Beam	No Messages	0,10429	PMM	COMB1	0,112
58	HE160A	Beam	No Messages	0,48029	PMM	COMB1	0
59	HE160A	Beam	No Messages	0,46719	PMM	COMB1	0
60	HE180A	Beam	No Messages	0,34533	PMM	COMB1	0
61	HE180A	Beam	No Messages	0,37497	PMM	COMB1	0
62	HE180A	Beam	No Messages	0,36389	PMM	COMB1	0
63	HE180A	Beam	No Messages	0,36953	PMM	COMB1	0
64	HE160A	Beam	No Messages	0,18334	PMM	COMB1	0
65	UPN220	Beam	No Messages	0,03471	PMM	COMB1	0
66	UPN240	Beam	No Messages	0,06933	PMM	COMB1	0
67	UPN240	Beam	No Messages	0,04526	PMM	COMB1	0
68	UPN240	Beam	No Messages	0,03377	PMM	COMB1	0,523
69	UPN240	Beam	No Messages	0,10322	PMM	COMB1	0,558
70	UPN240	Beam	No Messages	0,09898	PMM	COMB1	0
71	UPN240	Beam	No Messages	0,08901	PMM	COMB1	0
72	UPN240	Beam	No Messages	0,03704	PMM	COMB1	0
73	UPN240	Beam	No Messages	0,03562	PMM	COMB1	0,526
74	UPN240	Beam	No Messages	0,06259	PMM	COMB1	0,527
75	UPN220	Beam	No Messages	0,11214	PMM	COMB1	0
76	UPN220	Beam	No Messages	0,07574	PMM	COMB1	0
77	UPN220	Beam	No Messages	0,04998	PMM	COMB1	0
78	UPN220	Beam	No Messages	0,02686	PMM	COMB1	0,558
80	UPN220	Beam	No Messages	0,04297	PMM	COMB1	0,558
81	UPN220	Beam	No Messages	0,04422	PMM	COMB1	0,262
82	UPN220	Beam	No Messages	0,0472	PMM	COMB1	0,526
83	UPN220	Beam	No Messages	0,08618	PMM	COMB1	0,527
86	HE160A	Beam	No Messages	0,20328	PMM	COMB1	0
87	UPN240	Beam	No Messages	0,1183	PMM	COMB1	0
88	UPN240	Beam	No Messages	0,02857	PMM	COMB1	0

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location m
89	UPN100	Beam	No Messages	0,0032	PMM	COMB1	0
90	UPN100	Beam	No Messages	0,00316	PMM	COMB1	0
91	UPN100	Beam	No Messages	0,00316	PMM	COMB1	0
92	UPN100	Beam	No Messages	0,00329	PMM	COMB1	0
93	UPN240	Beam	No Messages	0,06897	PMM	COMB1	0
94	UPN240	Beam	No Messages	0,00738	PMM	COMB1	0
95	UPN240	Beam	No Messages	0,03411	PMM	COMB1	0
96	UPN240	Beam	No Messages	0,00541	PMM	COMB1	0
97	UPN220	Beam	No Messages	0,24208	PMM	COMB1	0
98	UPN220	Beam	No Messages	0,14449	PMM	COMB1	0
99	UPN220	Beam	No Messages	0,06825	PMM	COMB1	0
100	UPN220	Beam	No Messages	0,11017	PMM	COMB1	0
101	UPN220	Beam	No Messages	0,08558	PMM	COMB1	0
102	UPN220	Beam	No Messages	0,04863	PMM	COMB1	0
103	UPN220	Beam	No Messages	0,00177	Major Shear	COMB1	0
104	UPN100	Beam	No Messages	0,00402	PMM	COMB1	0,907
79	UPN220	Brace	No Messages	0,10122	PMM	COMB1	1,362
84	UPN220	Brace	No Messages	0,0857	PMM	COMB1	3,064
85	UPN220	Beam	No Messages	0,0275	Major Shear	COMB1	0,182
106	UPN220	Beam	No Messages	0,08212	PMM	COMB1	0,168
107	HE160A	Beam	No Messages	0,37335	PMM	COMB1	0
111	UPN220	Brace	No Messages	0,07241	PMM	COMB1	0
112	UPN220	Beam	No Messages	0,08796	PMM	COMB1	0,168
113	HE160A	Beam	No Messages	0,09444	PMM	COMB1	0
116	UPN220	Beam	No Messages	0,00177	Major Shear	COMB1	0
117	UPN220	Brace	No Messages	0,11238	PMM	COMB1	1,532
118	UPN220	Beam	No Messages	0,02856	Major Shear	COMB1	0,182
119	UPN220	Beam	No Messages	0,09037	PMM	COMB1	0
120	UPN220	Beam	No Messages	0,09581	PMM	COMB1	0
121	HE160A	Beam	No Messages	0,40304	PMM	COMB1	0
122	HE160A	Beam	No Messages	0,38899	PMM	COMB1	0
123	HE160A	Beam	No Messages	0,09335	PMM	COMB1	0
124	UPN220	Beam	No Messages	0,03535	PMM	COMB1	0,04
125	UPN220	Beam	No Messages	0,04398	PMM	COMB1	0
126	UPN220	Beam	No Messages	0,02189	PMM	COMB1	0
127	UPN220	Beam	No Messages	0,01655	PMM	COMB1	0
128	UPN220	Beam	No Messages	0,03676	PMM	COMB1	0,558
129	UPN220	Beam	No Messages	0,03234	PMM	COMB1	0
130	UPN220	Beam	No Messages	0,02344	PMM	COMB1	0
131	UPN220	Beam	No Messages	0,01484	PMM	COMB1	0,526
132	UPN220	Beam	No Messages	0,05492	PMM	COMB1	0,527
133	HE160A	Beam	No Messages	0,1037	PMM	COMB1	0
134	UPN220	Beam	No Messages	0,0851	PMM	COMB1	0
135	UPN220	Beam	No Messages	0,04086	PMM	COMB1	0
136	UPN220	Beam	No Messages	0,01605	PMM	COMB1	0
137	UPN220	Beam	No Messages	0,08796	PMM	COMB1	0
138	UPN220	Beam	No Messages	0,04039	PMM	COMB1	0
139	UPN220	Beam	No Messages	0,01487	PMM	COMB1	0
140	UPN220	Beam	No Messages	0,00177	Major Shear	COMB1	0
144	UPN220	Beam	No Messages	0,00177	Major Shear	COMB1	0
145	UPN220	Beam	No Messages	0,00177	Major Shear	COMB1	0
146	UPN220	Beam	No Messages	0,04291	PMM	COMB1	0,426
147	UPN220	Beam	No Messages	0,05664	PMM	COMB1	0,426
148	UPN100	Brace	No Messages	0,0449	PMM	COMB1	4,233
149	UPN100	Brace	No Messages	0,0449	PMM	COMB1	4,233

Tabella 12 – Dettaglio dei coefficienti di verifica per la scala

In tutti i casi sopra riportati le verifiche di resistenza risultano sempre soddisfatte.

4.10.3 Verifiche allo SLE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche agli SLE dei cosciali che formano le rampe delle scale, in acciaio S275 con UPN 220.

I limiti di deformazione si assumono identici a quelli imposti per i solai in genere al §4.2.4.2.1 delle NTC. Come lunghezza totale si considera l'intero sviluppo del cosciale L=7,45 m.

$$\delta_2 = \frac{L}{300} = \frac{745}{300} = 2,48 \text{ cm per il solo sovraccarico}$$

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{745}{250} = 2,98 \text{ cm per la combinazione rara}$$

Dalle analisi del modello agli elementi finiti si hanno le seguenti frecce massime:

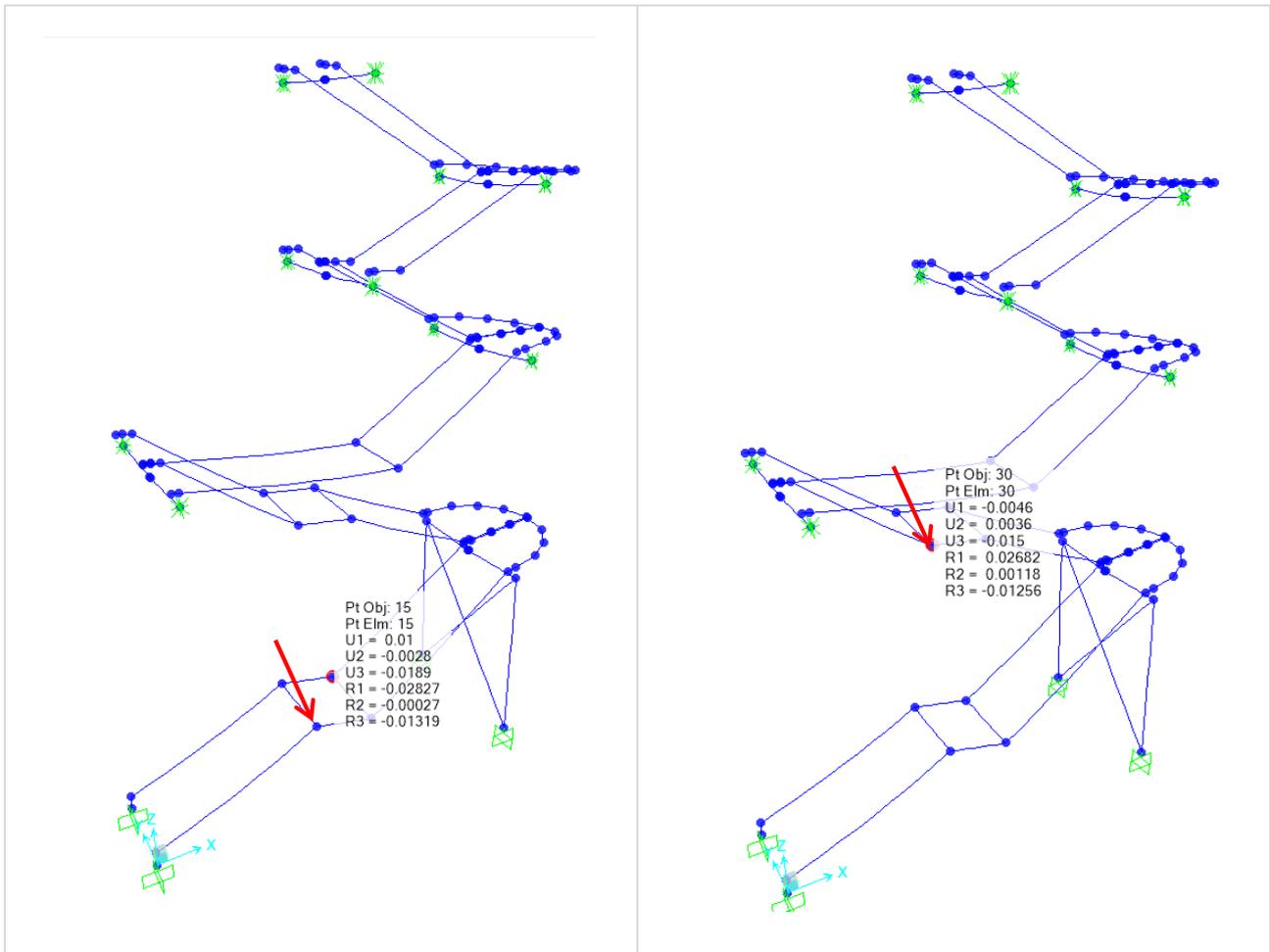


Figura 92 – Deformata sotto la combinazione RARA

$$f_{\delta_{max}} = 1,89 \text{ cm} < \frac{1}{250} = 2,98 \text{ cm}$$

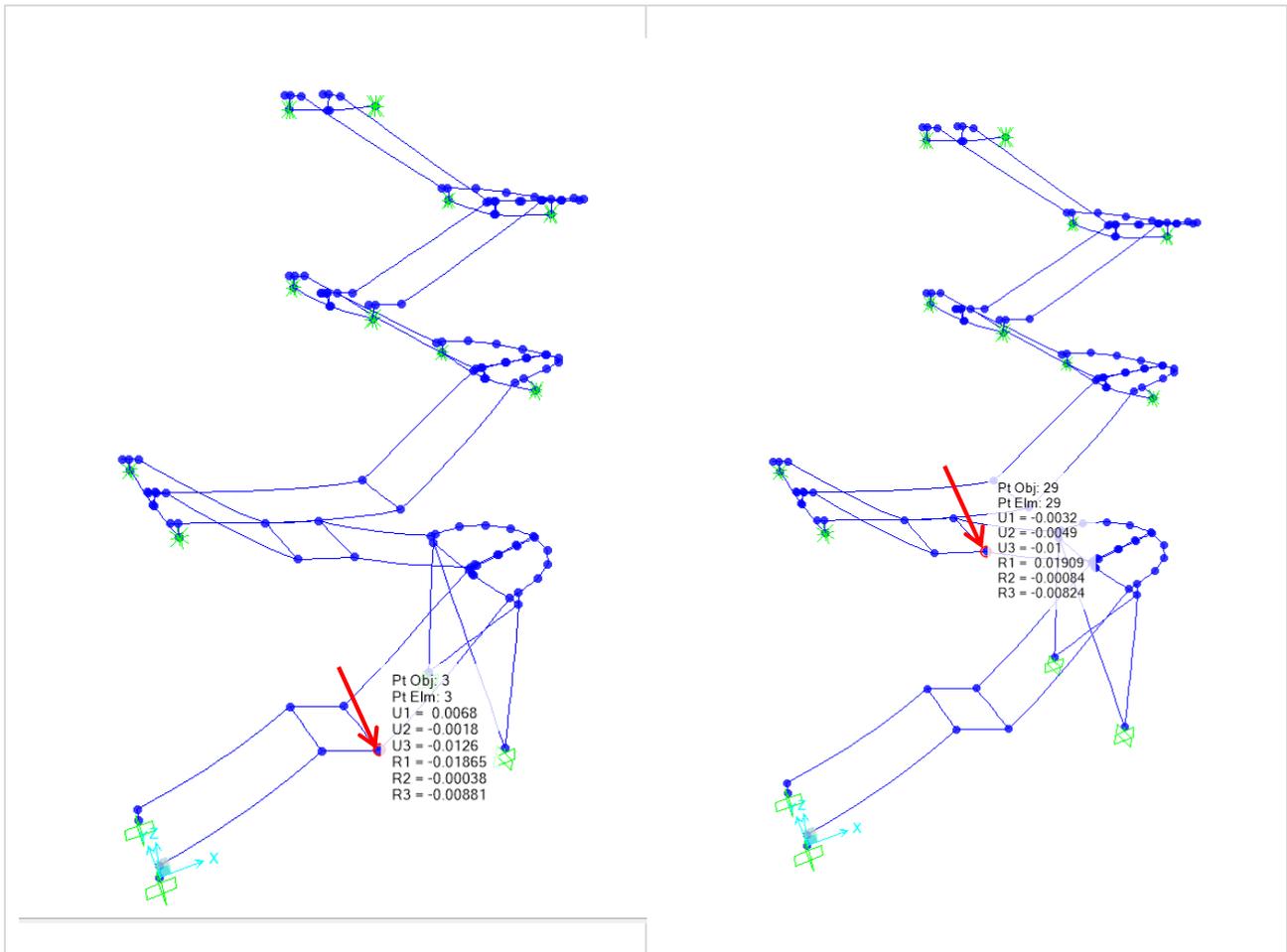


Figura 93 – Deformata determinata dal carico variabile Q (Cat. C2)

$$f_{\delta 2} = 1,26 \text{ cm} < \frac{1}{300} = 2,48 \text{ cm}$$

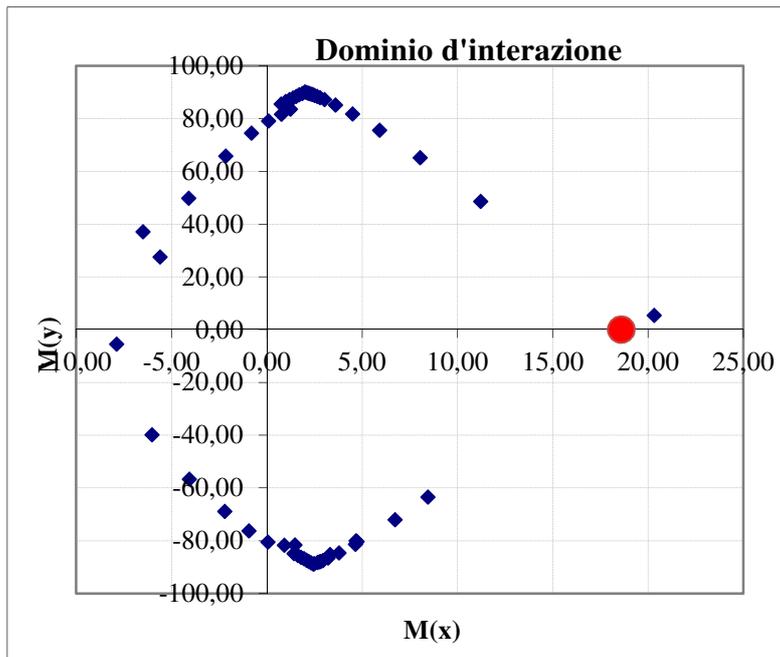
La verifica risulta soddisfatta.

4.11 Verifica solette esistenti

Nel seguito si riporta la verifica delle solette di piano esistenti rinforzate con le fibre in PBO. Si ipotizza uno schema statico a trave appoggiata, in virtù delle aperture realizzate nelle campate adiacenti a quelle verificate. Con una luce di calcolo pari a 3,56 m (asse travi) il momento sollecitante di progetto vale

$$M_{Ed}=18,60 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza viene effettuata attraverso il software *BIAXIAL* che riporta il dominio di resistenza.



Essendo $M_{Ed}=18,60 \text{ kNm} < M_{Ed}=21,89 \text{ kNm}$, la verifica risulta soddisfatta.

4.12 Vasca di decantazione

Il presente paragrafo ha per oggetto la verifica della vasca di decantazione da realizzare sulla banchina, delle dimensioni interne di 600x520x470 cm³, avente spessore delle pareti 30 cm, spessore della zattera di fondazione di 50 cm e copertura realizzata su grigliato metallico in grado di permettere l'ispezione. Il grigliato è sostenuto da dei profilati HEA 180 posizionati su delle mensole metalliche opportunamente inghissate alle pareti della vasca. Sul fondo della vasca sono presenti 6 micropali con diametro $\phi 160$ per sopperire ad eventuali problemi di sollevamento dovuti alla spinta idrostatica in caso di vuotamento della vasca, per manutenzione o pulizia della stessa.

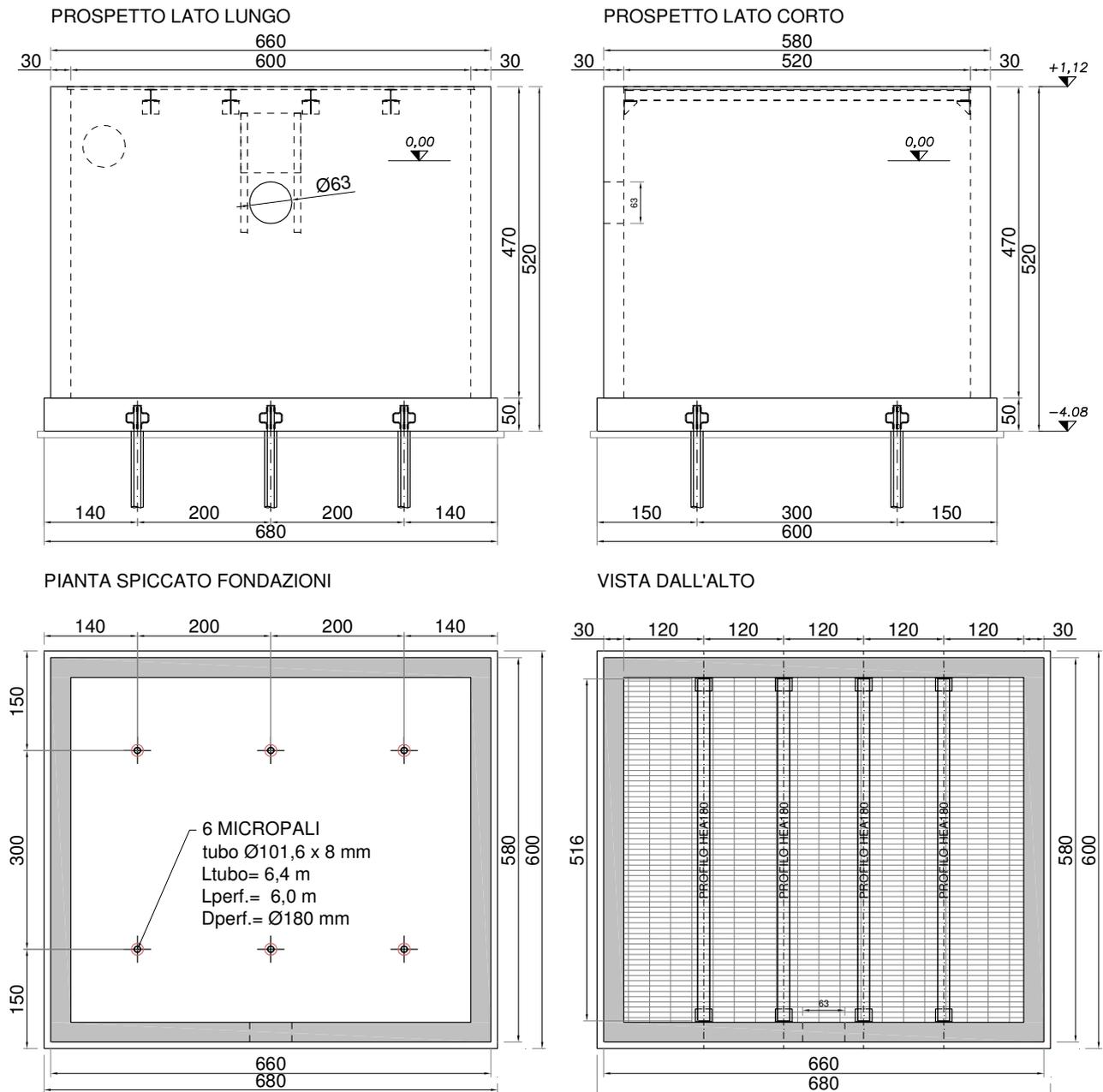


Figura 94 – Geometria vasca di decantazione

4.12.1 Verifica degli elementi strutturali

Il calcolo delle sollecitazioni di progetto è realizzato tramite un modello agli elementi finiti di tipo shell per le pareti di calcestruzzo e la zattera di fondazione, di tipo beam per i micropali ed i profili tipo HEA 180 a sostegno del grigliato metallico.

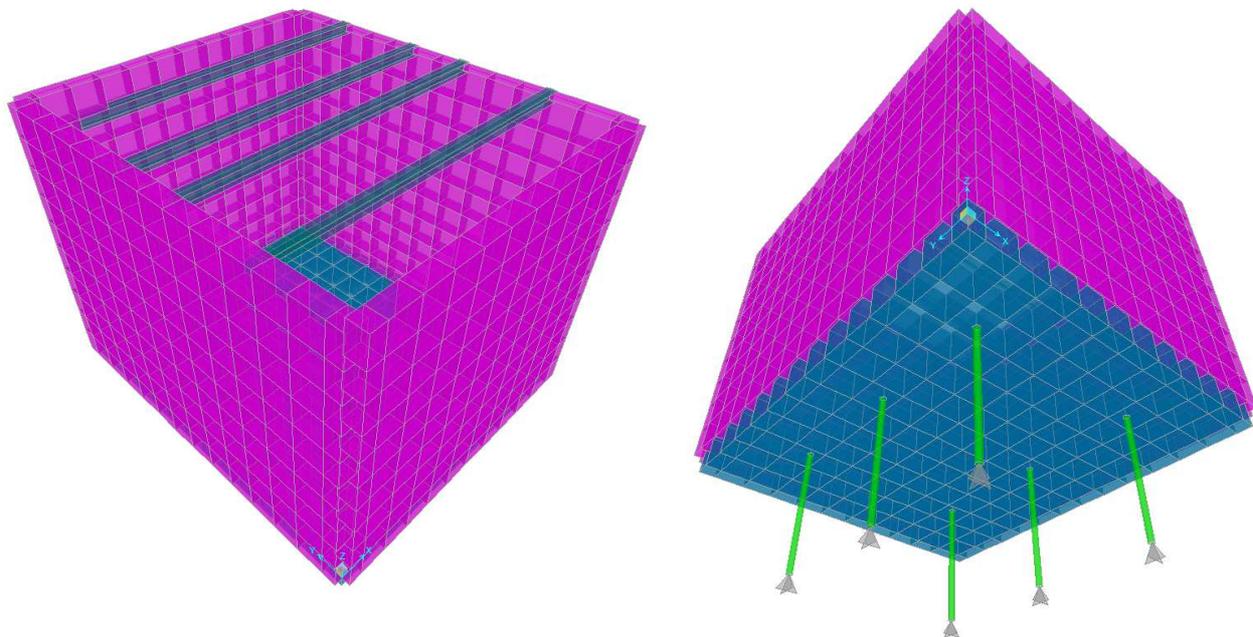


Figura 95 – Vista estrusa modello agli elementi finiti

Come per il sollevamento la condizione più sfavorevole è nel caso di vasca vuota.

Combinazioni STR

La spinta per la condizione normale viene determinata con l'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1), dove R1 sono i coefficienti parziali γ_R da applicare per le verifiche. Per la condizione sismica si hanno gli stessi coefficienti nella quale però i coefficienti A1 sono posti uguale a 1.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Il terreno spingente sulla parete è un limo leggermente sabbioso, cautelativamente si assume un angolo di attrito $\phi'=25^\circ$ ed un peso specifico del terreno di 19 kN/mc.

zt	zw	σ'_{vo}	u	σ'_{ho}
[m]	[m]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
0	0	0,0	0	0,0
0,5	0	9,5	0	5,5
1	0	19,0	0	11,0
1,5	0,4	24,5	4	14,1
2	0,9	29,0	9	16,7
2,5	1,4	33,5	14	19,3
3	1,9	38,0	19	21,9
3,5	2,4	42,5	24	24,5
4	2,9	47,0	29	27,1
4,5	3,4	51,5	34	29,7
5	3,9	56,0	39	32,3

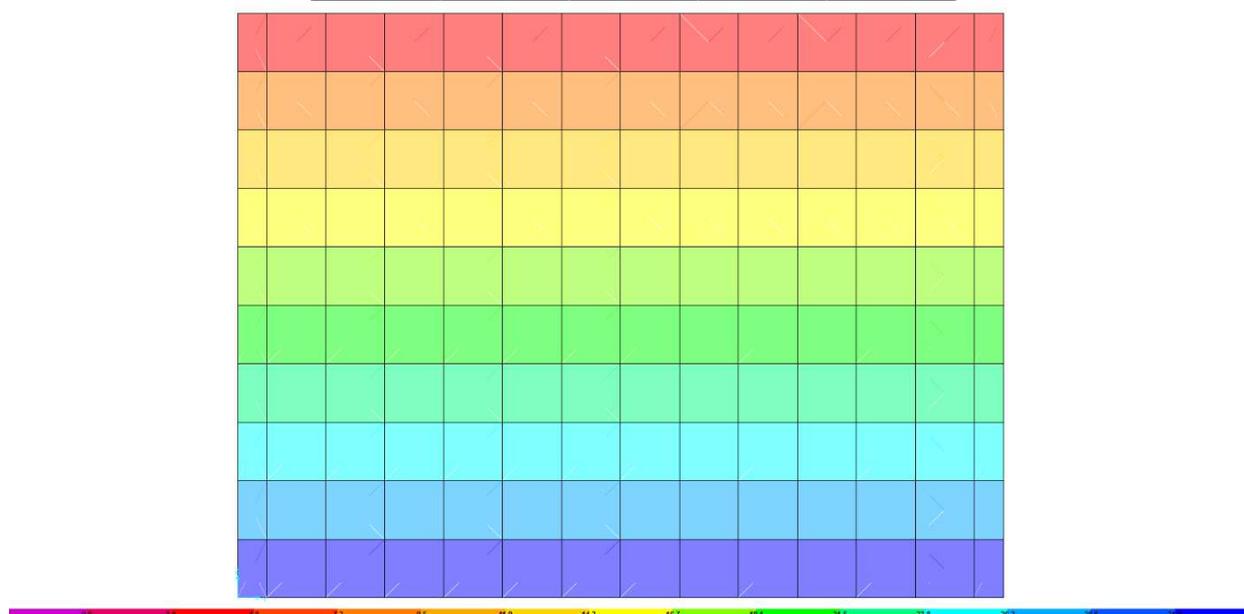


Figura 96 – Modello di calcolo – Spinta orizzontale sulla parete del terreno

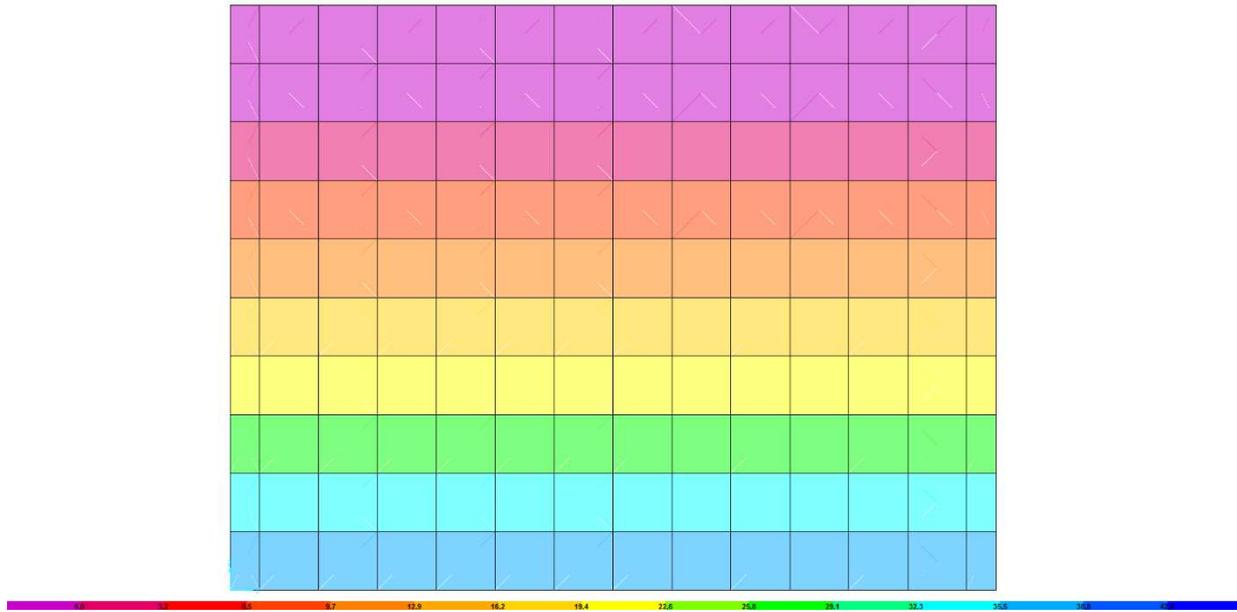


Figura 97 – Modello di calcolo – Spinta idrostatica sulla parete

Nelle seguenti figure sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni allo SLU della parete verticale più sollecitata.

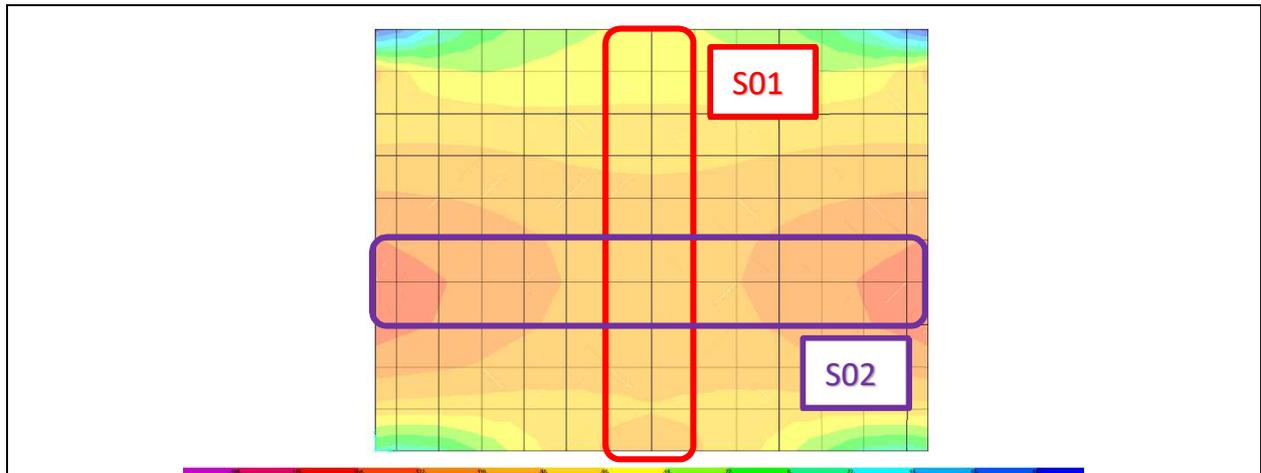


Figura 98 – Forza assiale Dir 1 (F11)

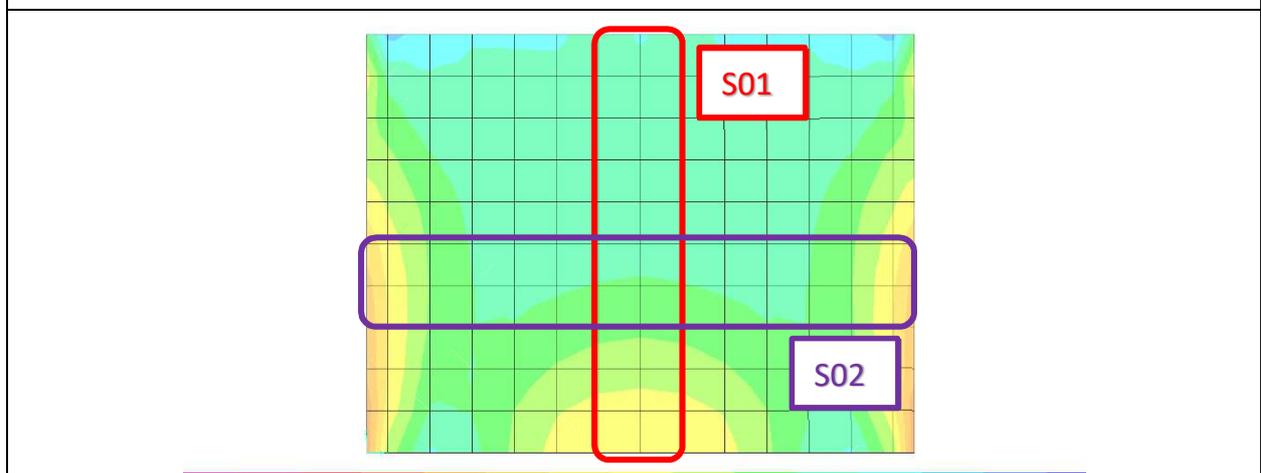


Figura 99 – Forza assiale Dir 2 (F22)

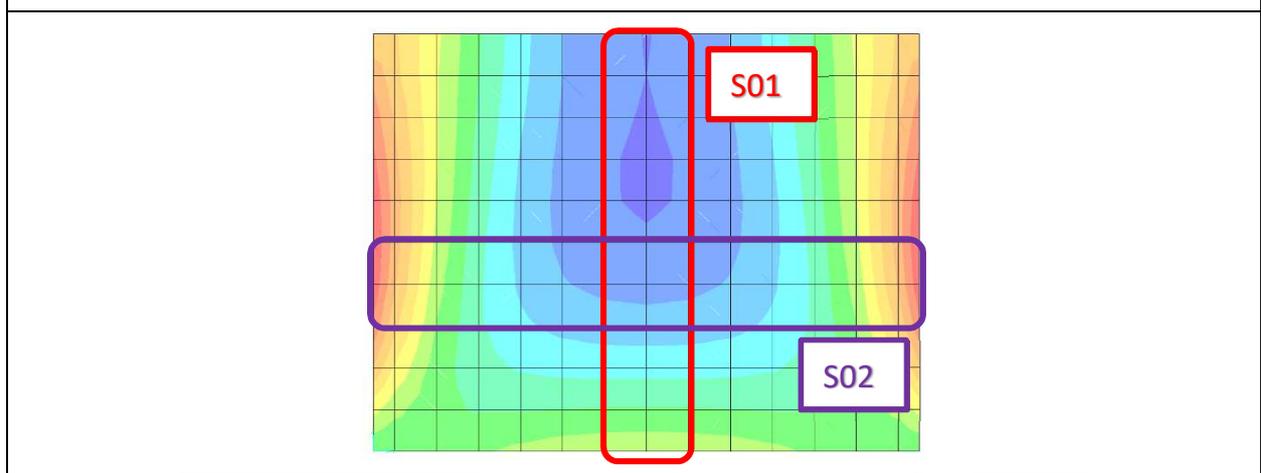
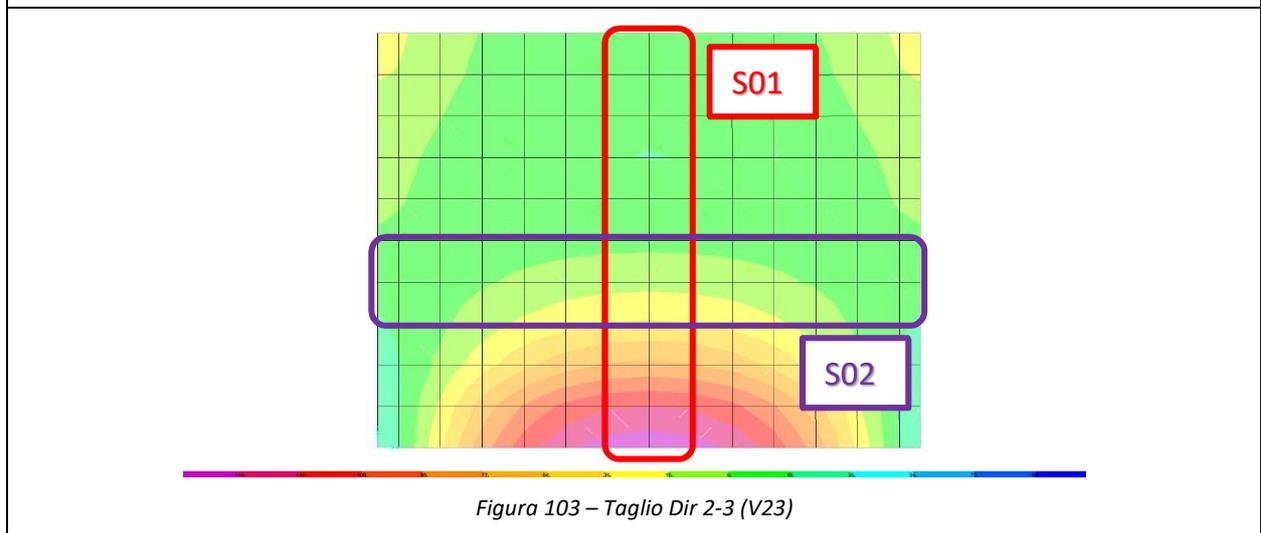
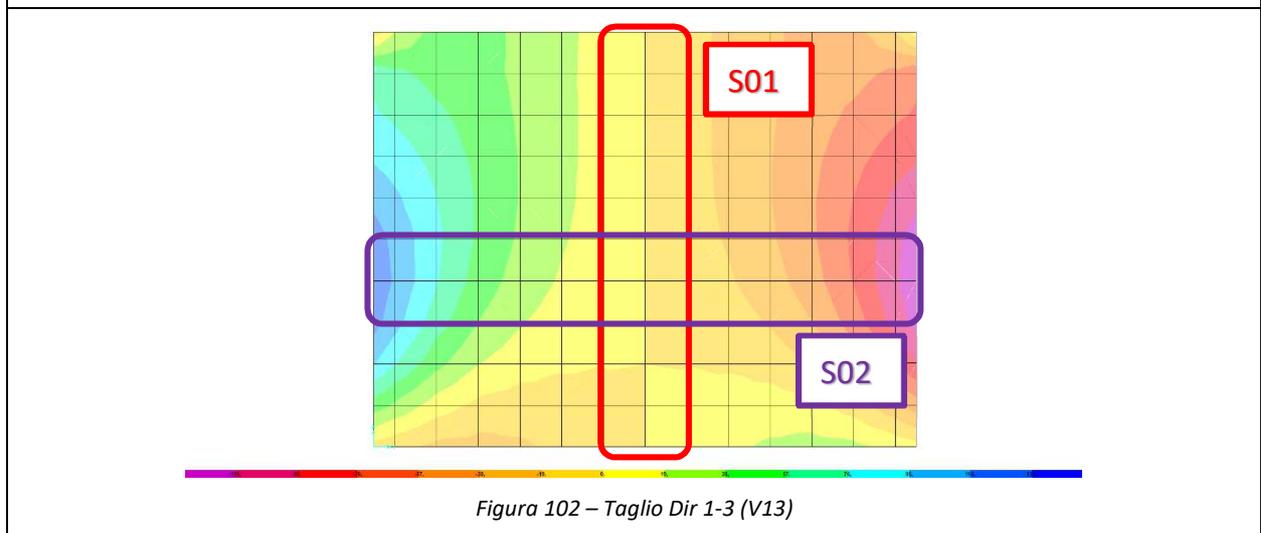
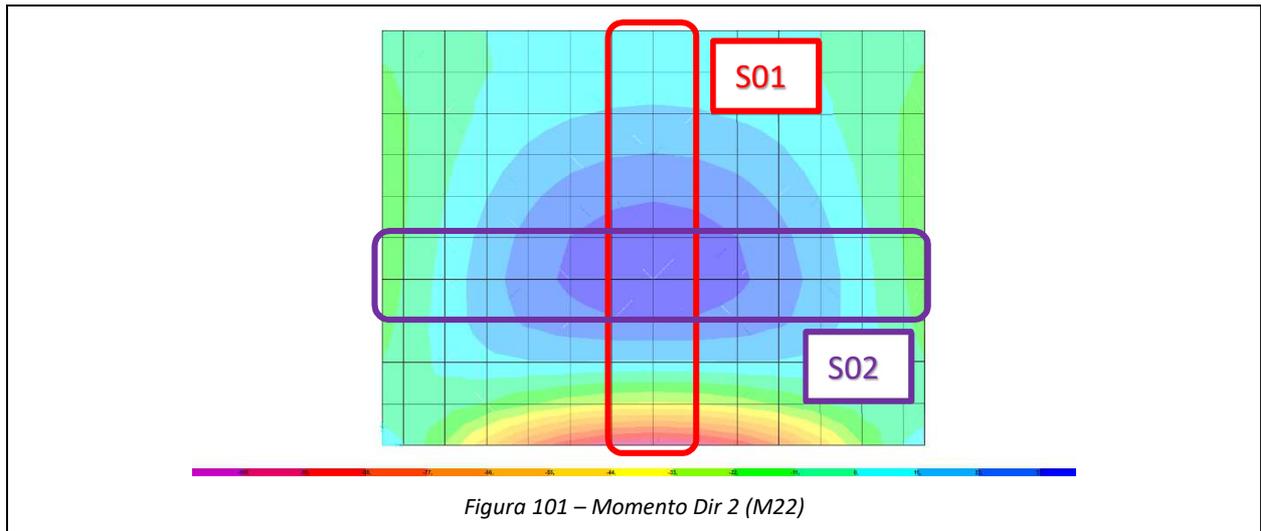
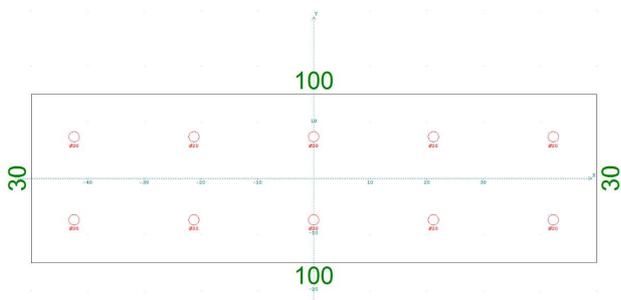


Figura 100 – Momento Dir 1 (M11)



Si riportano nel seguito in modo dettagliato nei punti più significativi le verifiche di resistenza per le sezioni verticali e orizzontali maggiormente sollecitate della struttura . I calcoli sono stati eseguiti con un programma su sezioni aventi larghezza di base pari a 100 cm ed altezza pari allo spessore dell'elemento strutturale.

VERIFICA DI RESISTENZA SEZIONE S01



```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|                                                                 Software Ingegneriasoft  --+
|                                                                 Sezione: S01                |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|                                                                 www.ingegneriasoft.com  --+
    
```

OPZIONI:
 Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;
 Elemento costr.: trave di fondazione; Armatura inferiore a taglio: No;
 Trasl. momento flett.: No; Non inserire staffe: Si; Considera solo staffe: No;
 Cond. Ambientali: molto aggressive.

MATERIALI:
 Calcestruzzo: C35/45; Rck=45.00; Ec= 34625.49; N/mm²; GammaC: 1.50
 fck=37.35; fcd=21.16; fctk=2.35; fctd=1.56; fctm=3.35; fcfm=4.02; (in N/mm²)
 Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=21.16 N/mm²; epsCu2=0.0035; epsC2=0.0020
 Acciaio barre: B450C; GammaS : 1.15
 fyk=450.00; fyd=391.30; fbd=3.52; Es=206000.00; (in N/mm²);
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio: epsSu=0.0675; k=1.15
 Acciaio staffe: fyks=430.00, fyds=373.91 (in N/mm²)

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare
 Base: B = 100.00 cm; Base: H = 30.00 cm
 Rotazione: rot = 0.00 gradi
 Area totale acciaio: Ast = 31.42 cm²
 Copriferro di progetto: c = 6.6 cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:
 Area: Acls = 3000.00 cm²; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = 0.00 cm
 Momenti d'inerzia: Jx = 225000.00 cm⁴; Jy = 2500000.00 cm⁴; Jxy = 0.00 cm⁴;
 Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 2500000.00 cm⁴; Jeta = 225000.00 cm⁴;
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: Theta = -1.57 rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:
 Azione normale (positiva se di compressione).
 Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (N, N*m).

Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	62200	111000	0	0	-156500	0

VERIFICA PRESSO-TENSOFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):
 Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=0.000000; b=2000.000000; c=-18091.212386
 Angolo asse neutro-asse x : alfa= 0.000000 gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)
 Sezione parzializzata
 Deformazione massima cls: epsilon c = 3.50000 / 1000
 Deformazione massima acciaio: epsilon f = -9.66675 / 1000
 Deformazione minima acciaio: epsilon f' = -0.96729 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):
 NS=62200.00; MxiS=0.00; MyiS=-111000.00; TxiS=156500.00; TyiS=-0.00
 Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):
 NR=62223.81; MxiR= -0.00; MyiR= -148590.62

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Mxi0=0.00, Myi0=-0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.
 $MR = \sqrt{(MxiR - Mxi0)^2 + (MyiR - Myi0)^2} = 148590.62$; $MS = \sqrt{(MxiS - Mxi0)^2 + (MyiS - Myi0)^2} = 111000.00$
Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 1.3387 > 1

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; (fcd=21.1600, fctd=1.56, fck=37.35 in N/mm²)
 Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.
 Ved=156500.00 N; d=22.40 cm; bw=100.00 cm; RoL=0.01402; k=1.9449, sigmaCP=21.1349, Vmin=58.0180
 $VRd1 = (0.18 * k * (100 * RoL * fck)^{1/3} / \Gamma_C + 0.15 * \sigma_{CP}) * bw * d = 905743.48 \text{ N}$
 $VRd2 = (Vmin + 0.15 * \sigma_{CP}) * bw * d = 137061.72 \text{ N}$
Ved < max(VRd1, VRd2) => VERIFICA POSITIVA

ooooooooooooooooooooo VERIFICHE TUTTE POSITIVE ooooooooooooooooooooo

VERTICI SEZIONE:

Nv	X (cm)	Y (cm)	epsilon c x1000
1	-50.00	-15.00	-14.13
2	-50.00	15.00	3.50
3	50.00	15.00	3.50
4	50.00	-15.00	-14.13

BARRE LONGITUDINALI::

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	epsilon f x1000
1	42.40	-7.40	20.00	-9.67
2	21.20	-7.40	20.00	-9.67
3	0.00	-7.40	20.00	-9.67
4	-21.20	-7.40	20.00	-9.67
5	-42.40	-7.40	20.00	-9.67
6	-42.40	7.40	20.00	-0.97
7	-21.20	7.40	20.00	-0.97
8	-0.00	7.40	20.00	-0.97
9	21.20	7.40	20.00	-0.97
10	42.40	7.40	20.00	-0.97

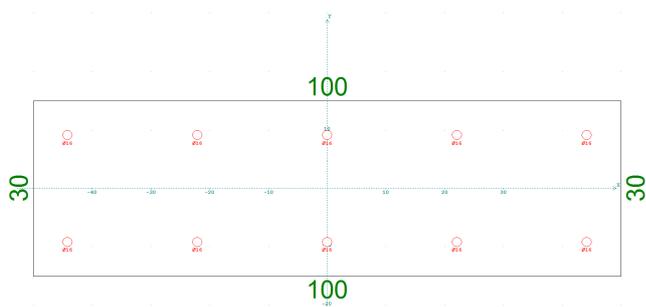
INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-50.00	9.05
2	50.00	9.05

```

+-----+
| Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni |
+-----+
| NS, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia |
| NR, MRxi, MRyi: azioni resistenti '' '' '' '' |
| sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU |
| Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione |
| T: tipo N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante; |
| C = il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole (NRd= 6211216 N) |
| V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata |
| con un N se la combinazione non converge |
+-----+
| comb| NS | MSxi | MSyi | NR | MRxi | MRyi | sic. | Aft | Afc | T|V| |
| n.ro| (N) | (Nm) | (Nm) | (N) | (Nm) | (Nm) | | | (cm2) | (cm2) | | |
+-----+
| 1| 62200 | 0 | -111000| 62224 | -0 | -148591| 1.339| 31.42| 0.00|N| |
+-----+
| Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU |
+-----+
    
```

VERIFICA DI RESISTENZA SEZIONE S02



```

+----- Software Ingegneriasoft -----+
|                                     |
|                               Sezione: S02                               |
|----- www.ingegneriasoft.com -----+
    
```

OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;
 Elemento costr.: trave di fondazione; Armatura inferiore a taglio: No;
 Cond. Ambientali: molto aggressive.

MATERIALI:

Calcestruzzo: C35/45; Rck=45.00; Ec= 34625.49; N/mm²; GammaC: 1.50
 fck=37.35; fcd=21.16; fctk=2.35; fctd=1.56; fctm=3.35; fcfm=4.02; (in N/mm²)
 Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=21.16 N/mm²; epsCu2=0.0035; epsC2=0.0020
 Acciaio barre: B450C; GammaS : 1.15
 fyk=450.00; fyd=391.30; fbd=3.52; Es=206000.00; (in N/mm²);
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio: epsSu=0.0675; k=1.15
 Acciaio staffe: fyks=430.00, fyds=373.91 (in N/mm²)

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base: B = 100.00 cm; Base: H = 30.00 cm
 Rotazione: rot = 0.00 gradi
 Area totale acciaio: Ast = 20.11 cm²
 Copriferro di progetto: c = 5.00 cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: Acls = 3000.00 cm²; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = 0.00 cm
 Momenti d'inerzia: Jx = 225000.00 cm⁴; Jy = 2500000.00 cm⁴; Jxy = 0.00 cm⁴;
 Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 2500000.00 cm⁴; Jeta = 225000.00 cm⁴;
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: Theta = -1.57 rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).
 Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (N, N*m).

Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	144000	96900	0	0	128700	0

VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=0.000000; b=2000.000000; c=-20994.421080
 Angolo asse neutro-asse x : alfa= 0.000000 gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata
 Deformazione massima cls: epsilon c = 3.50000 / 1000
 Deformazione massima acciaio: epsilon f = -15.31056 / 1000
 Deformazione minima acciaio: epsilon f' = -1.00832 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):

NS=144000.00; MxiS=0.00; MyiS=-96900.00; TxiS=-128700.00; TyiS=0.00
 Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):
 NR=144048.19; MxiR= -0.00; MyiR= -117562.62

Mxi0=0.00, Myi0=0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR=((MxiR-Mxi0)²+(MyiR-Myi0)²)^{1/2}=117562.62; MS=((MxiS-Mxi0)²+(MyiS-Myi0)²)^{1/2}=96900.00

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 1.2132 > 1

VERIFICA POSITIVA

VERIFICA AZIONE ASSIALE MASSIMA

Comb. n.ro: 1; NS=144000.00 < Nrd=5768665.73 N VERIFICA POSITIVA

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; (fcd=21.1600, fctd=1.56, fck=37.35 in N/mm²)
 Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.
 VEd=128700.00 N; d=24.20 cm; bw=100.00 cm; RoL=0.008308; k=1.9091, sigmaCP=48.9297, Vmin=56.4226
 $VRd1 = (0.18 * k * (100 * RoL * fck)^{1/3} / \Gamma_{c} + 0.15 * \sigma_{CP}) * bw * d = 1950364.21 \text{ N}$
 $VRd2 = (V_{min} + 0.15 * \sigma_{CP}) * bw * d = 154304.21 \text{ N}$
VEd < max (VRd1, VRd2) => VERIFICA POSITIVA

ooooooooooooooooooooo VERIFICHE TUTTE POSITIVE ooooooooooooooooooooo

VERTICI SEZIONE:

Nv	X (cm)	Y (cm)	epsilon c x1000
1	-50.00	-15.00	-19.82
2	-50.00	15.00	3.50
3	50.00	15.00	3.50
4	50.00	-15.00	-19.82

BARRE LONGITUDINALI::

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	epsilon f x1000
1	-44.20	9.20	16.00	-1.01
2	-22.10	9.20	16.00	-1.01
3	-0.00	9.20	16.00	-1.01
4	22.10	9.20	16.00	-1.01
5	44.20	9.20	16.00	-1.01
6	44.20	-9.20	16.00	-15.31
7	22.10	-9.20	16.00	-15.31
8	0.00	-9.20	16.00	-15.31
9	-22.10	-9.20	16.00	-15.31
10	-44.20	-9.20	16.00	-15.31

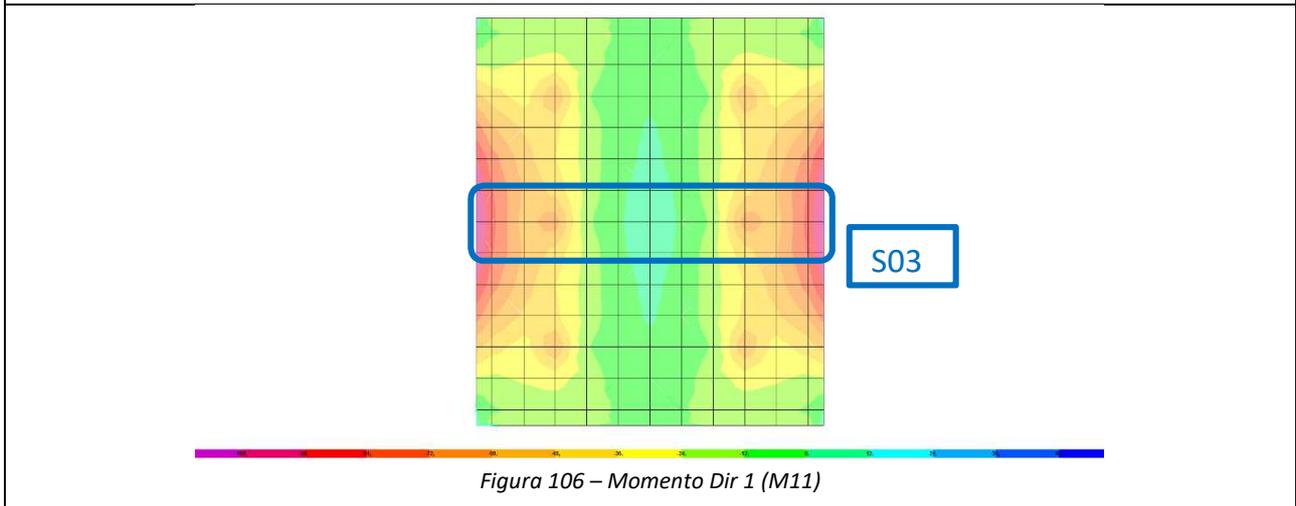
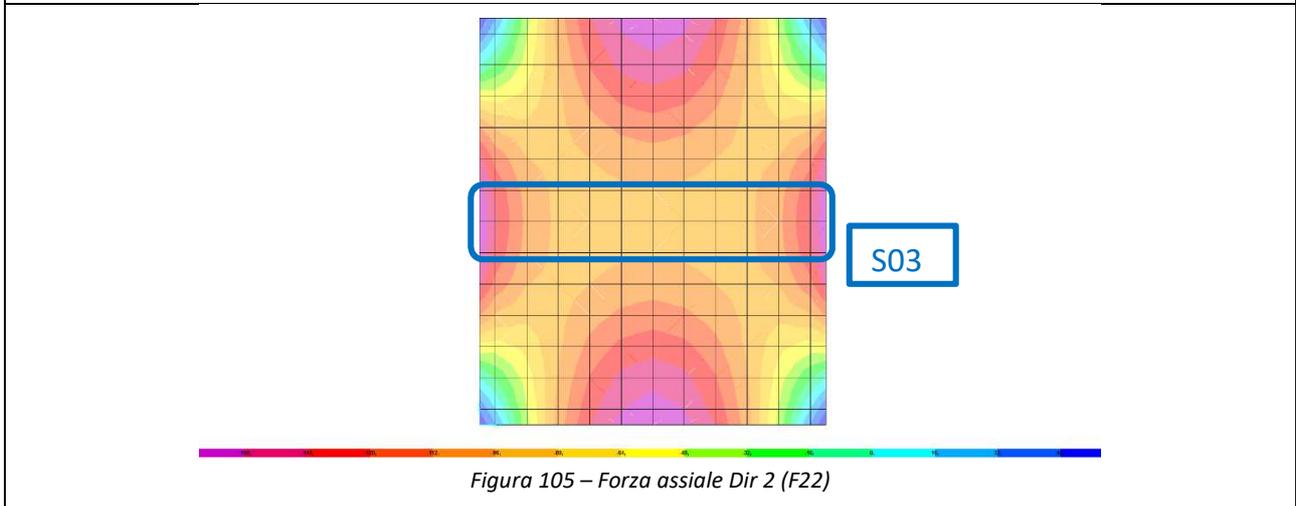
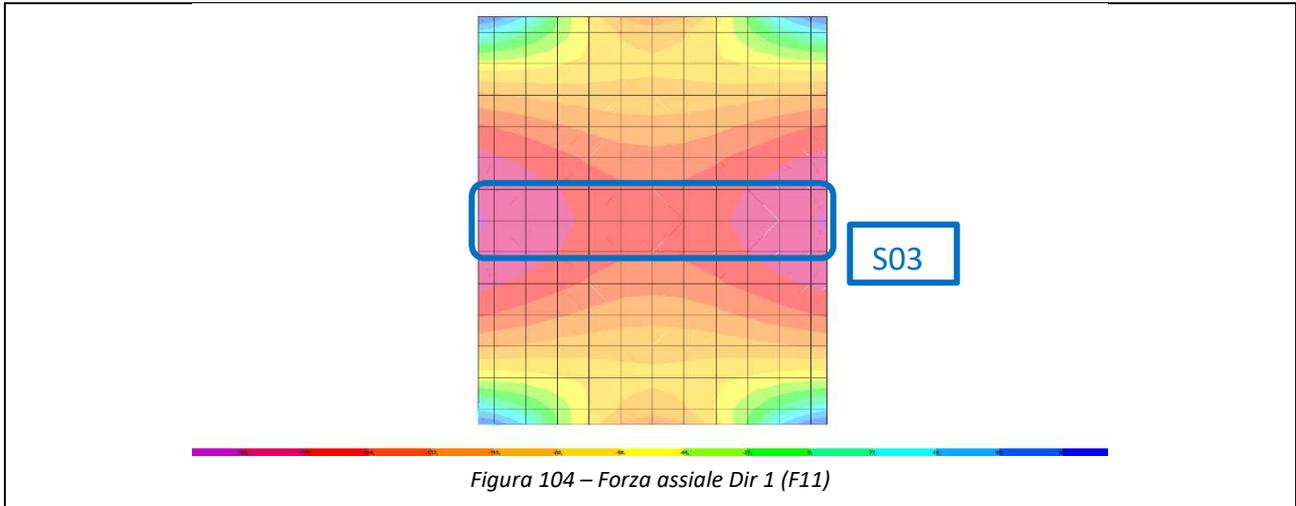
INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-50.00	10.50
2	50.00	10.50

```

+-----+
| Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni |
+-----+
| NS, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia |
| NR, MRxi, MRyi: azioni resistenti " " " " |
| sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU |
| Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione |
| T: tipo N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante; |
| C = il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole (NRd= 5768666 N) |
| V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata |
| con un N se la combinazione non converge |
+-----+
| comb| NS | MSxi | MSyi | NR | MRxi | MRyi | sic. | Aft | Afc | T|V| |
| n.ro| (N) | (Nm) | (Nm) | (N) | (Nm) | (Nm) | | (cm2) | (cm2) | | |
+-----+
| 1| 144000 | 0 | -96900 | 144048 | -0 | -117563 | 1.213 | 20.11 | 0.00 | N | |
+-----+
| Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU |
+-----+
    
```

Nelle seguenti figure sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni allo SLU della zattera.



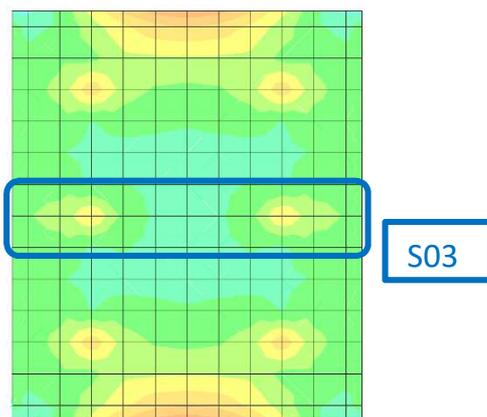


Figura 107 – Momento Dir 2 (M22)

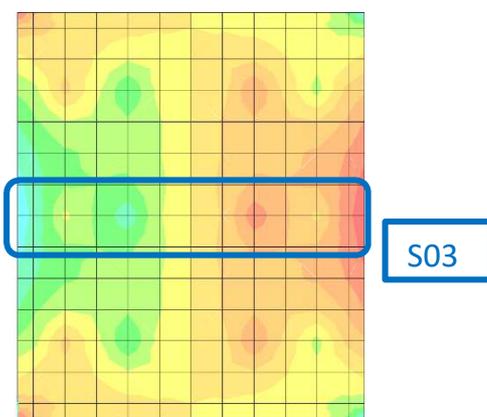


Figura 108 – Taglio Dir 1-3 (V13)

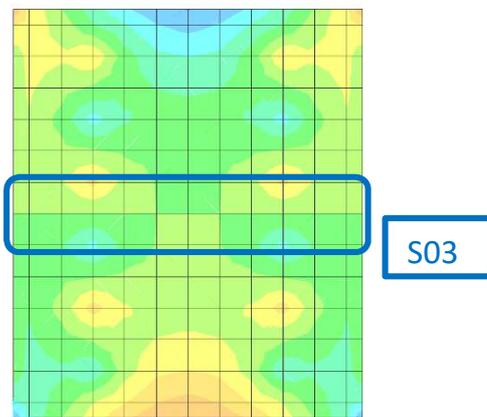
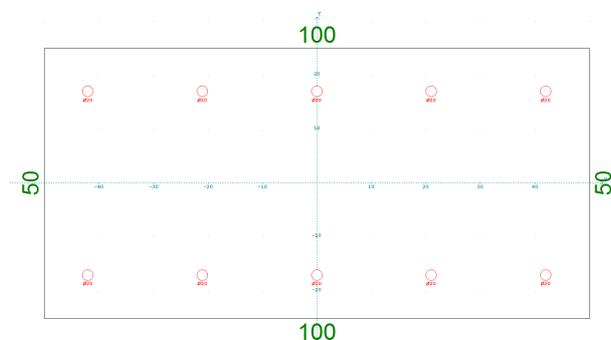


Figura 109 – Taglio Dir 2-3 (V23)

Si riportano nel seguito in modo dettagliato nei punti più significativi le verifiche di resistenza per la sezione maggiormente sollecitata della struttura . I calcoli sono stati eseguiti con un programma su sezioni aventi larghezza di base pari a 100 cm ed altezza pari allo spessore dell'elemento strutturale.

VERIFICA DI RESISTENZA SEZIONE S03



```

+----- Software Ingegneriasoft ----+
|                                     |
|                               Sezione: S03                               |
|                                     |
+----- www.ingegneriasoft.com ----+
    
```

OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;
 Elemento costr.: trave di fondazione; Armatura inferiore a taglio: No;
 Cond. Ambientali: molto aggressive.

MATERIALI:

Calcestruzzo: C35/45; Rck=45.00; Ec= 34625.49; N/mm²; GammaC: 1.50
 fck=37.35; fcd=21.16; fctk=2.35; fctd=1.56; fctm=3.35; fcfm=4.02; (in N/mm²)
 Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=21.16 N/mm²; epsCu2=0.0035; epsC2=0.0020
 Acciaio barre: B450C; GammaS : 1.15
 fyk=450.00; fyd=391.30; fbd=3.52; Es=206000.00; (in N/mm²);
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio: epsSu=0.0675; k=1.15
 Acciaio staffe: fyks=430.00, fyds=373.91 (in N/mm²)

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base: B = 100.00 cm; Base: H = 50.00 cm
 Rotazione: rot = 0.00 gradi
 Area totale acciaio Ast = 31.42 cm²
 Copriferro di progetto c = 7.00 cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: Acls = 5000.00 cm²; Baricentro: XgCls = -0.00 cm; YgCls = 0.00 cm
 Momenti d'inerzia: Jx = 1041666.67 cm⁴; Jy = 4166666.67 cm⁴; Jxy = 0.00 cm⁴;
 Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 4166666.67 cm⁴; Jeta = 1041666.67 cm⁴;
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: Theta = -1.57 rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).
 Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (N, N*m).

Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	200000	111100	0	0	86500	0

VERIFICA PRESSO-TENSOFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=0.000000; b=2000.000000; c=-36967.848878
 Angolo asse neutro-asse x : alfa= 0.000000 gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata
 Deformazione massima cls epsilon c = 3.50000 / 1000
 Deformazione massima acciaio epsilon f = -19.05959 / 1000
 Deformazione minima acciaio epsilon f' = -0.79706 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):

NS=200000.00; MxiS=0.00; MyiS=-111100.00; TxiS=-86500.00; TyiS=0.00
 Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):
 NR=200087.14; MxiR= 0.00; MyiR= -308876.24

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Mxi0=-0.00, Myi0=0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.
 $MR = \sqrt{(MxiR - Mxi0)^2 + (MyiR - Myi0)^2} = 308876.24$; $MS = \sqrt{(MxiS - Mxi0)^2 + (MyiS - Myi0)^2} = 111100.00$
Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 2.7802 > 1

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; (fcd=21.1600, fctd=1.56, fck=37.35 in N/mm²)
 Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.
 VEd=86500.00 N; d=42.00 cm; bw=100.00 cm; RoL=0.00748; k=1.6901, sigmaCP=40.7747, Vmin=46.9968
 $VRd1 = (0.18 * k * (100 * RoL * fck)^{1/3} / \Gamma_{c} + 0.15 * \sigma_{CP}) * bw * d = 2827270.00 \text{ N}$
 $VRd2 = (Vmin + 0.15 * \sigma_{CP}) * bw * d = 223074.81 \text{ N}$
VEd < max(VRd1, VRd2) => VERIFICA POSITIVA

ooooooooooooooooooooo VERIFICHE TUTTE POSITIVE ooooooooooooooooooooo

VERTICI SEZIONE:

Nv	X (cm)	Y (cm)	epsilon c x1000
1	-50.00	-25.00	-23.36
2	-50.00	25.00	3.50
3	50.00	25.00	3.50
4	50.00	-25.00	-23.36

BARRE LONGITUDINALI::

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	epsilon f x1000
1	42.00	-17.00	20.00	-19.06
2	21.00	-17.00	20.00	-19.06
3	0.00	-17.00	20.00	-19.06
4	-21.00	-17.00	20.00	-19.06
5	-42.00	-17.00	20.00	-19.06
6	-42.00	17.00	20.00	-0.80
7	-21.00	17.00	20.00	-0.80
8	-0.00	17.00	20.00	-0.80
9	21.00	17.00	20.00	-0.80
10	42.00	17.00	20.00	-0.80

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :

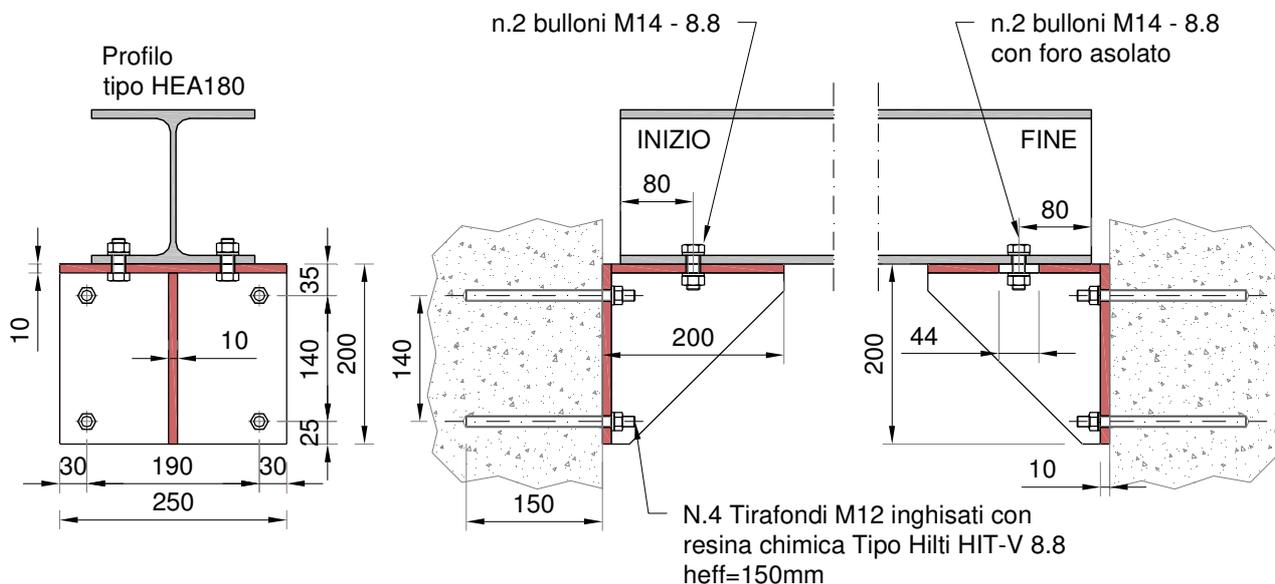
Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-50.00	18.48
2	50.00	18.48

```

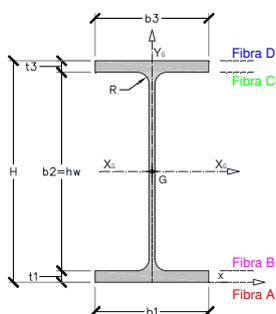
+-----+
| Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni |
+-----+
| NS, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia |
| NR, MRxi, MRyi: azioni resistenti '' '' '' '' |
| sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU |
| Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione |
| T: tipo N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante; |
| C = il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole (NRd= 9532489 N) |
| V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata |
| con un N se la combinazione non converge |
+-----+
| comb| NS | MSxi | MSyi | NR | MRxi | MRyi | sic. | Aft | Afc | T|V| |
| n.ro| (N) | (Nm) | (Nm) | (N) | (Nm) | (Nm) | | | (cm²) | (cm²) | | |
+-----+
| 1| 200000 | 0 | -111100 | 200087 | 0 | -308876 | 2.780 | 31.42 | 0.00 | N | |
+-----+
| Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU |
+-----+
    
```

4.12.2 Verifica profilo HEA180

La copertura della vasca di decantazione è realizzata con un grigliato metallico sorretto da 4 travi con profilo HEA180, che sono appoggiate su delle mensole in acciaio opportunamente inghisate alle pareti della vasca di acciaio. Per la verifica di resistenza del profilo la trave è stata sollecitata con un carico di folla compatta di 6,00 kN/mq, allo SLU risulta quindi sollecitata in mezzzeria con un momento $M_{Ed}=36,5$ kNm e sugli appoggi con un taglio $V_{Ed}=28,1$ kN.



VERIFICA DI RESISTENZA SEZIONE A DOPPIO T



< Geometria della Sezione >

Altezza del profilo.....	H	171,00	[mm]
Larghezza flangia superiore.....	b3	180,00	[mm]
Spessore flangia superiore.....	t3	9,50	[mm]
Altezza dell'anima.....	b2	152,00	[mm]
Spessore dell'anima.....	t2	6,00	[mm]
Larghezza flangia inferiore.....	b1	180,00	[mm]
Spessore flangia inferiore.....	t1	9,50	[mm]
Lato saldatura anima piattabanda.....	lw	0,00	[mm]
Raggio del raccordo.....	R	15,00	[mm]

< Materiale >

Tensione di snervamento dell'acciaio.....	fyk	355,00	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza.....	gammam0	1,05	
Coefficiente parziale di sicurezza.....	gammam1	1,10	
Modulo elastico dell'acciaio.....	Ea	206000,00	[MPa]

< Caratteristiche Inerziali Sezione Lorda >

Area della sezione.....	A	4525,14	[mmq]
Area raccordi.....	Ar	96,57	[mmq]
Posizione baricentro raccordi superiori.....	yrsup	158,15	[mm]
Posizione baricentro raccordi inferiori.....	yrinf	12,85	[mm]

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Posizione baricentro raccordi.....	xrsx	83,65	[mm]
Posizione baricentro raccordi.....	xrdx	89,65	[mm]
Posizione baricentro sezione.....	yG	85,50	[mm]
Momento d'inerzia.....	JxG	2,51E+07	[mm ⁴]
Momento d'inerzia.....	JyG	9,25E+06	[mm ⁴]
Posizione asse neutro plastico.....	ypl	85,50	[mm]
Modulo di resistenza elastico FIBRA A.....	WA	-2,94E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza elastico FIBRA B.....	WB	-3,30E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza elastico FIBRA C.....	WC	3,30E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza elastico FIBRA D.....	WD	2,94E+05	[mm ³]

< Caratteristiche Inerziali Sezione Efficace >

Area della sezione efficace.....	Aeff	4525,14	[mmq]
Posizione baricentro sezione efficace.....	yGeff	85,50	[mm]
Eccentricità del baricentro rispetto sezione lorda.....	ey	0,00	[mm]
Momento d'inerzia.....	JxG,eff	2,51E+07	[mm ⁴]
Momento d'inerzia.....	JyG,eff	0,00E+00	[mm ⁴]
Modulo di resistenza FIBRA A.....	WA,eff	-2,94E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza FIBRA B.....	WB,eff	-3,30E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza FIBRA C.....	WC,eff	3,30E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza FIBRA D.....	WD,eff	2,94E+05	[mm ³]

< Classificazione della Sezione >

Coefficiente.....	eps	0,81
Rapporto c/t per classificazione anima	c/t	20,33
Classe anima.....	Classe	1
Rapporto c/t per classificazione flangia superiore.....	c/t	7,89
Classe flangia superiore.....	Classe	2
Rapporto c/t per classificazione flangia inferiore.....	Classe	7,89
Classe flangia inferiore.....	Classe	1
Classe della sezione.....	Classe	2

< Sollecitazioni di Progetto >

Azione assiale di progetto.....	Ned	0,00	[kN]
Momento flettente di progetto.....	Mxed	36,50	[kNm]
Momento flettente di progetto.....	Myed	0,00	[kNm]
Momento flettente per eccentricità della forza assiale.....	Ned x ey	0,00	[kNm]
Taglio di progetto.....	Vyed	0,00	[kN]
Taglio di progetto.....	Vxed	0,00	[kN]

< Verifiche di Resistenza per Sezioni di Classe 1-2 >

Forza resistente assiale plastica.....	Npl,rd	1529,93	[kN]
Momento plastico ridotto in presenza di forza assiale.....	M(N)pl,rd	109,83	[kN]
Fattore di stabilità per taglio.....	Chi	1,20	
Taglio resistente.....	Vb,rd	203,92	[kN]
Verifica di resistenza (N).....	Ned/Npl,rd	0,00	< 1
Verifica di resistenza (N,M).....	Med/M(N)pl,rd	0,33	< 1
Verifica di resistenza a taglio.....	Vyed/Vb,rd	0,00	< 1

Legenda:

Azione assiale Ned POSITIVA se di COMPRESSIONE;
 Momento flettente Mxed POSITIVO se comprime la sezione nel VERSO POSITIVO dell'asse Y;
 Forza di Taglio POSITIVA se diretta nel verso POSITIVO dell'asse Y.

VERIFICA ANCORANTI CHIMICHI MENSOLA

$V_{Ed}=28,1$ kN; $N_{Ed}=20,0$ kN.

ANCORAGGI CHIMICI UNI CEN/TS 1992-4-5			
VERIFICA A TRAZIONE			
Dati geometrici			
Classe acciaio		8,8	
Diametro ancoraggio	d	12	mm
Altezza ancoraggio	hn	150	mm
Altezza effettiva dell'ancoraggio	hef	150	mm
Spessore piastra ancoraggio	t	10	mm
Spessore calcestruzzo	h	300	mm
Numero ancoranti	n	4	
Resistenza lato acciaio - Verifica ancorante maggiormente caricato		UNI CEN/TS 1992-4-5 6.2.2	
Tensione di rottura	fuk	800	MPa
Tensione di snervamento	fyk	640	MPa
Fattore parziale	γ/Ms	1,50	
Sezione reagente	A	84,3	mm ²
Resistenza caratteristica lato acciaio	Nrks	67,4	kN
Resistenza lato acciaio	Nrds	45,0	kN
Trazione ancorante maggiormente caricato	NEd	10,0	kN
	Ned/Nrds	0,222	OK
Resistenza a pullout - Verifica sul gruppo degli ancoraggi		UNI CEN/TS 1992-4-5 6.2.2	
Resistenza a compressione del cls	fck,cube	45	MPa
Resistenza caratteristica di aderenza	τRk	3,5	MPa
Lato cono critico di rottura	Scr,Np	163,9	mm
Distanza critica	ccr,Np	81,9	mm
Area di riferimento del singolo ancorante	Ap,N0	26858,2	mm ²
Area di base rottura	Ap,N	288000,0	mm ²
Numero effettivo degli ancoranti	nef	10,7	
Number of anchors	n	2	
	s	150	mm
	k8	7,2	
	$\tau Rk,max$	15,7	MPa
Effect of closely spaced of single fastener	$\psi g,Np0$	1,37	
Coefficiente di spaziatura degli ancoranti	$\psi g,Np$	1,02	
Coefficiente di disturbo della distribuzione delle tensioni	$\psi s,Np$	1,00	
Coefficiente di shell spalling	$\psi re,N$	1	
Eccentricità della risultante delle trazioni Dir X	eNx	0,0	mm
Eccentricità della risultante delle trazioni Dir Y	eNy	20,0	mm
Coefficiente di eccentricità della sollecitazione Dir X	$\psi ec,npx$	1,00	
Coefficiente di eccentricità della sollecitazione Dir Y	$\psi ec,npy$	0,80	
Resistenza caratteristica pull out del singolo ancorante	NRkp0	19,8	kN
Resistenza caratteristica pull out	NRkp	173,3	kN
Fattore parziale	γ/Mp	1,5	
Resistenza di progetto cls per pull out	NRd,p	115,6	kN
Trazione ancorante maggiormente caricato	NEd	20,0	kN
	Ned/Nrdp	0,173	OK
Resistenza rottura conica del cls - Verifica sul gruppo degli ancoraggi		UNI CEN/TS 1992-4-5 6.2.3	
Altezza efficace dell'ancoraggio	hef	150	mm
Distanza critica	ccr,N	225	mm
Area teorica di rottura conica	Anc0	202500,0	mm ²
Area di base rottura conica	Anc	288000,0	mm ²
Numero effettivo degli ancoranti	nef	1,4	
Coefficiente di shell spalling	$\psi re,N$	1	
Lato cono critico di rottura	Scr,N	450	mm
Eccentricità della risultante delle trazioni Dir X	eNx	0,0	mm
Eccentricità della risultante delle trazioni Dir Y	eNy	0,0	mm
Coefficiente di eccentricità della sollecitazione Dir X	$\psi ec,nx$	1,00	
Coefficiente di eccentricità della sollecitazione Dir Y	$\psi ec,ny$	1,00	
Coefficiente di disturbo della distribuzione delle tensioni	$\psi s,N$	1,000	
Distanza dal bordo 1	0	cX1	1000
Distanza dal bordo 2	0	cX2	1000
Distanza dal bordo 3	0	cY1	250
Distanza dal bordo 4	0	cY2	1000
Distanza minima dal bordo		cmin	250
Distanza massima tra le distanze dal bordo inferiori a ccr		cmax	0

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Fattore parziale per cls in compressione	γ_c	1,5	
Fattore parziale sicurezza dell'installazione	γ_{ins}	1,2	
Fattore parziale	γ_{Mc}	1,8	
Fattore per il meccanismo di trasferimento del carico	kcr	8,5	
Resistenza caratteristica del singolo ancorante per rottura conica del cls	NRk,c0	104,8	kN
Resistenza caratteristica per rottura conica del cls	NRk,c	149,0	kN
Resistenza di progetto per rottura conica del cls	NRd,c	82,8	kN
Trazione totale degli ancoranti	NEd	20,0	kN
	NEd/Nrdc	0,242	OK
Resistenza blow-out	UNI CEN/TS 1992-4-5 6.2.7		
Non richiesta per distanza dal bordo $c_{min} > 0,5hef$	$c > 0,5hef$	OK	
Resistenza splitting	UNI CEN/TS 1992-4-2 6.2.6		

VERIFICA A TAGLIO			
Dati geometrici			
Classe acciaio		8,8	
Diametro ancoraggio	d	12	mm
Altezza ancoraggio	hn	150	mm
Altezza effettiva dell'ancoraggio	hef	150	mm
Spessore piastra ancoraggio	t	10	mm
Spessore calcestruzzo	h	300	mm
Numero ancoranti	n	4	
Resistenza lato acciaio senza braccio di leva	senza	UNI CEN/TS 1992-4-2 6.3.3.1	
Tensione di rottura	fuk	800	MPa
Diametro ancoraggio	d	12	
Sezione reagente	A	84	mm ²
	k2	0,80	
Fattore parziale	γ_{Ms}	1,25	
Resistenza caratteristica lato acciaio	Vrks	33,7	kN
Resistenza lato acciaio	Vrds	21,6	kN
Taglio ancorante maggiormente caricato	VEd	14,1	kN
	VEd/Vrds	0,653	OK
Resistenza pry-out - Verifica sul gruppo degli ancoraggi	UNI CEN/TS 1992-4-2 6.3.4		
	Nrk,c	149,0	kN
	Nrk,p	115,6	kN
	k3	2	
Fattore parziale	γ_{Mc}	1,8	
Resistenza caratteristica al pry-out	Vrk,cp	231,1	kN
Resistenza di progetto al pry-out	Vrd,cp	128,4	kN
Taglio Totale degli ancoranti	VEd	28,1	kN
	VEd/Vrdcp	0,219	OK
VERIFICA INTERAZIONE N-V	UNI CEN/TS 1992-4-2 6.4.1		
Rottura lato acciaio $(N_{ed}/N_{rds})^2 + (V_{ed}/V_{rds})^2 < 1$		0,476	OK
$(N_{ed}/N_{rd})^{1,5} + (V_{ed}/V_{rd})^{1,5} < 1$		0,221	OK
$(N_{ed}/N_{rd}) + (V_{ed}/V_{rd}) < 1,2$		0,461	OK

4.13 Verifica allo SLU delle balaustre

Il presente paragrafo ha per oggetto la verifica allo SLU delle balaustre presenti nella zona C della Mole Vanvitelliana. Sono presenti 6 tipologie differenti di balaustre:

- Tipo BA1-a: presente nella zona dei locali polifunzionali quota z=10,55 m, posizionata su un profilo scatolare inghisato con dei tirafondi alla trave del telaio Nervi;
- Tipo BA1-b: presente nella zona dei locali polifunzionali quota z=10,55 m, ancorata tramite delle piastre alla trave del telaio Nervi;
- Tipo BA2: presente nella zona dei locali polifunzionali quota z=13,30 m, ancorata al solaio con delle piastre;
- Tipo BA3: presente nella zona del soppalco dei locali polifunzionali quota z=4,80 m, ancorata al profilo UPN180 del solaio;
- Tipo BA4: presente nella zona del soppalco dei locali espositivi z=10,55 m, ancorata con dei tirafondi alle travi in legno del solaio;
- Tipo BA5: presente nella zona del soppalco dei locali espositivi z=10,55 m, ancorata con dei tirafondi alle travi in legno del solaio;

4.13.1 Balaustra Tipologia BA1-a

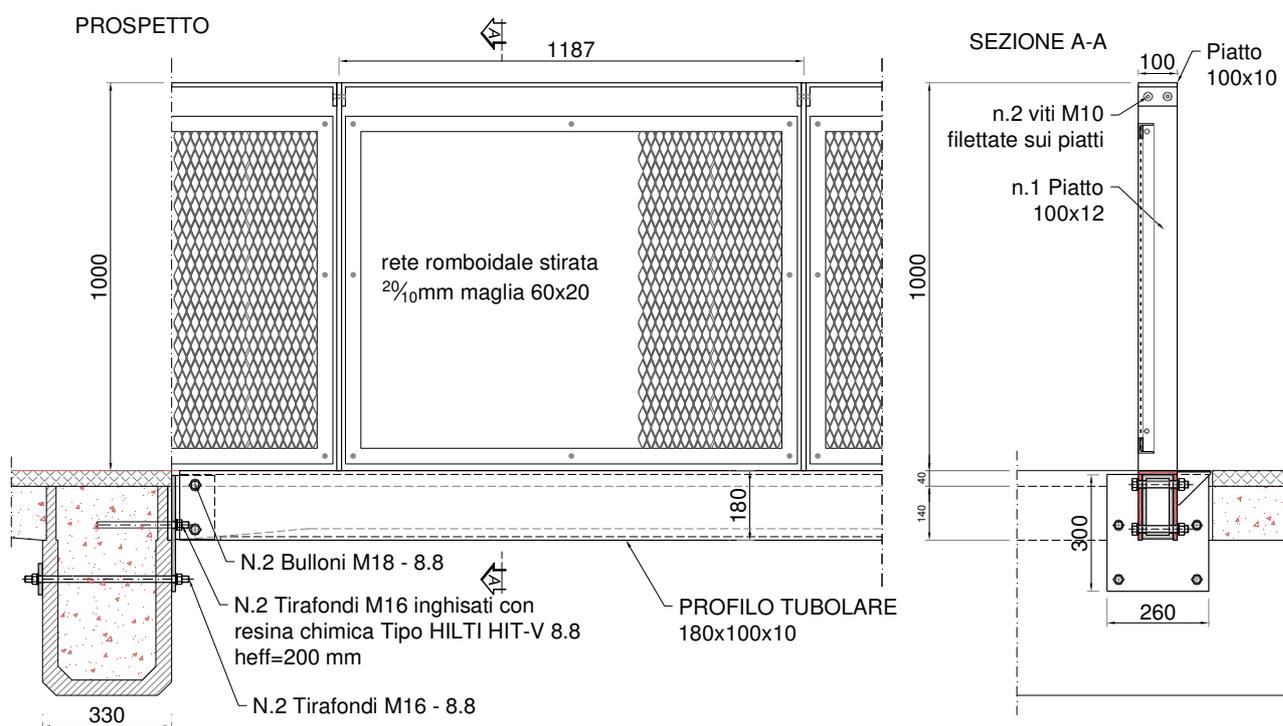


Figura 110 – Geometria balaustra tipo BA1-a

Il calcolo delle sollecitazioni della balaustra è realizzato tramite un modello agli elementi finiti, sollecitato in corrispondenza del corrimano con un carico accidentale $H_k=2,00$ kN/m (NTC2008 par. 3.1.4, Tab. 3.1.II,

Cat. C2), il carico dovuto alla rete stirata $q=0,3 \text{ kN/m}^2$, mentre il carico dovuto al peso proprio viene calcolato direttamente dal programma in base alle dimensioni dei profili ed incrementato del 10% per tenere conto degli elementi di fissaggio (bulloni, piastre, tirafondi, saldature, etc).

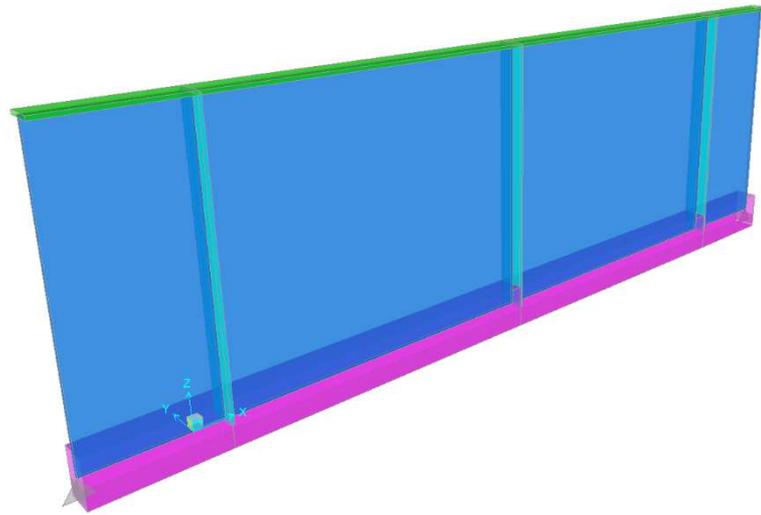


Figura 111 – Vista estrusa modello agli elementi finiti

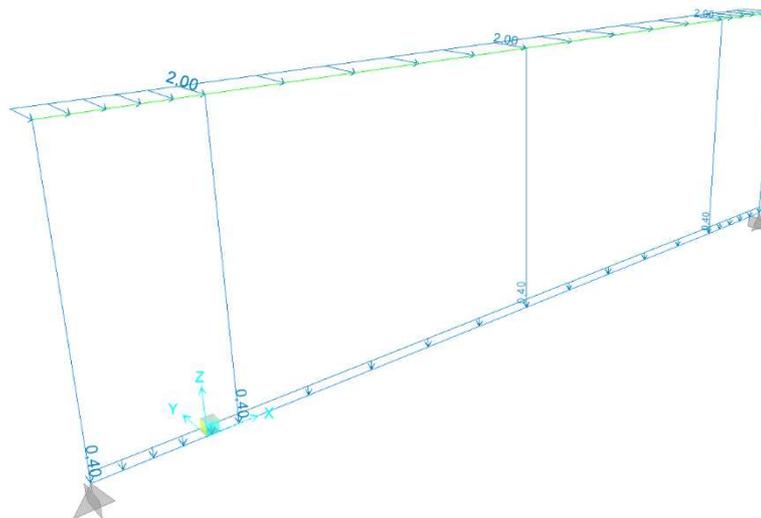


Figura 112 – Carico accidentale assegnato alla struttura della balaustra

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state eseguite per la seguente combinazione di carico:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1$$

G_1 = peso proprio della struttura;

G_2 = carico permanente non strutturale;

Q_1 = carico accidentale.

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Nella seguente figura sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni allo SLU.

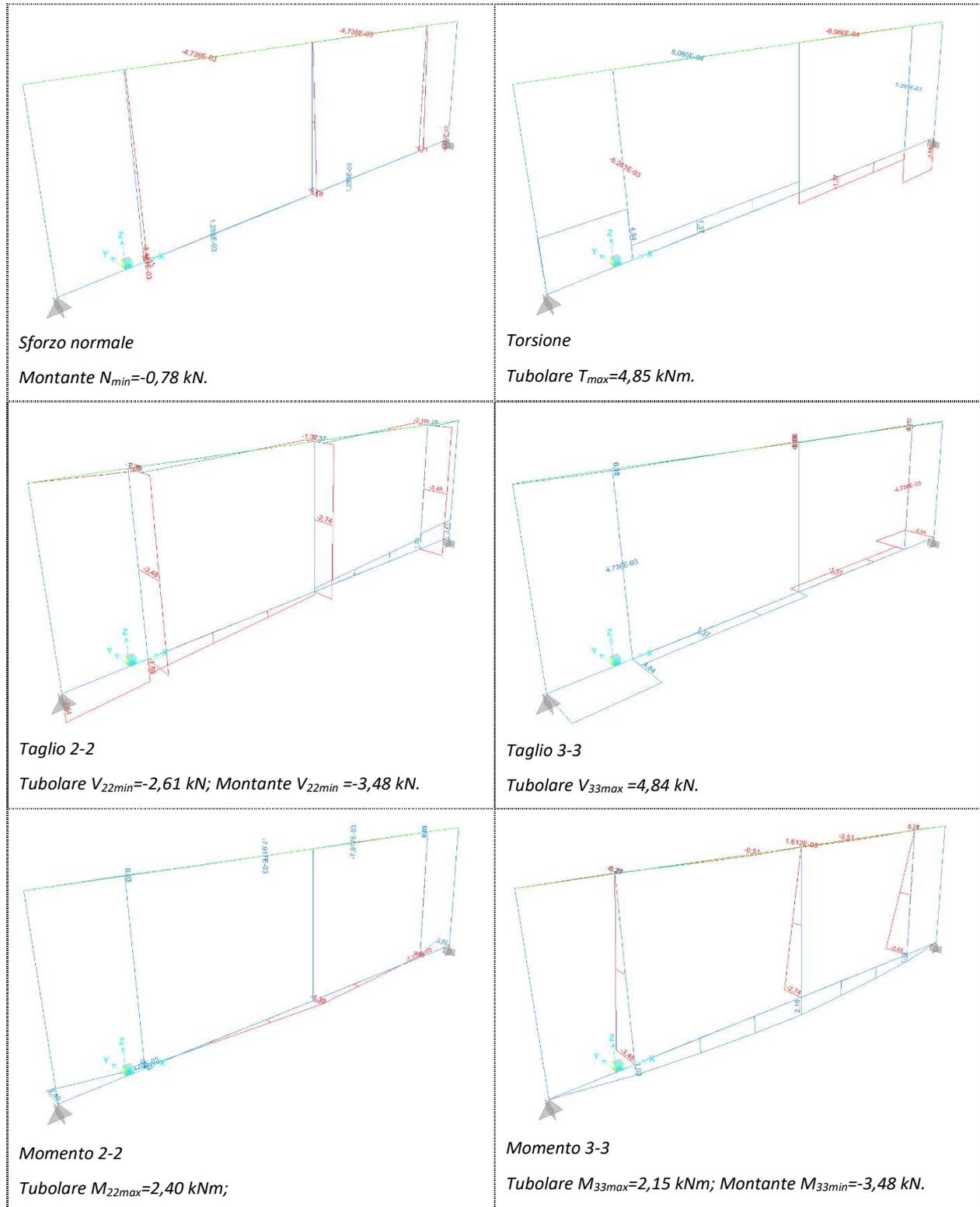


Figura 113 – Sollecitazioni

Le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature costituenti il telaio della struttura sono condotte in conformità alla norma EN 1993-1-1: 2005, mediante le routine di verifica interne al software di calcolo SAP2000. In particolare, si applicano le formulazioni del paragrafo 6.3.3 della predetta norma per quanto riguarda le verifiche di resistenza all'instabilità per membrature soggette a flessione e compressione assiale:

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

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

L'immagine seguente riporta la sintesi delle verifiche di stabilità con interazione forza normale e flessione biassiale mediante i rapporti "PMM Demand/Capacity Ratio" utilizzati dal software SAP2000. Per valori di "PMM Demand/Capacity Ratio" <= 1 la verifica è soddisfatta.

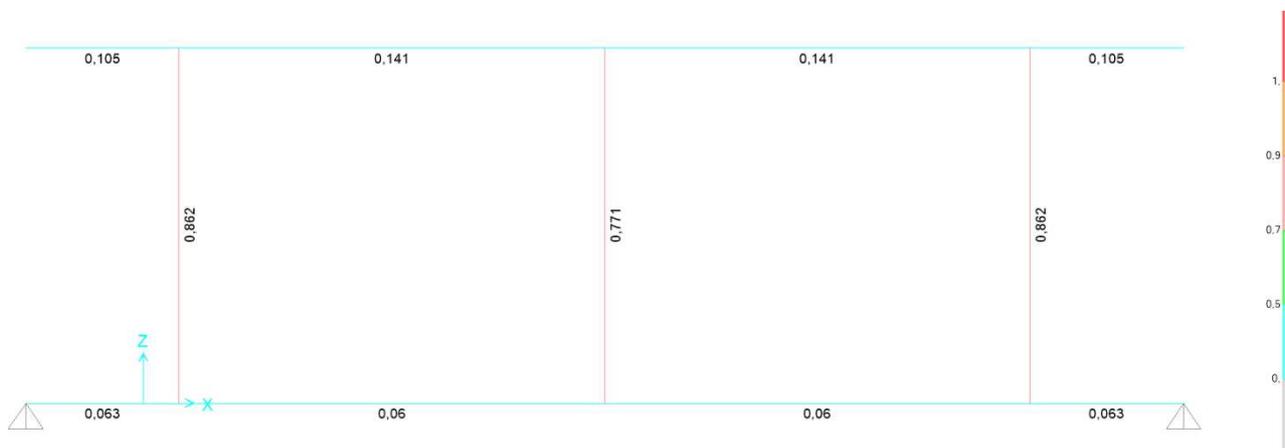


Figura 114 - Rapporti di resistenza "PMM Demand/Capacity Ratio" (SAP 2000)

Inoltre, la procedura di verifica del software SAP2000 applica le indicazioni del punto 6.2.6 di EN 1993-1-1: 2005 per quanto riguarda le verifiche di resistenza nei confronti delle sollecitazioni di taglio.

Nei paragrafi che seguono si riporta il dettaglio delle verifiche di resistenza e stabilità, relativamente alla sezione maggiormente sollecitate del montante.

Verifica di resistenza del montante

Summary for Combo and Station

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Units : KN, m, C

Frame : 10	X Mid: 0,100	Combo: SLU1	Design Type: Column
Length: 1,000	Y Mid: 0,000	Shape: Montante	Frame Type: Secndry
Loc : 0,000	Z Mid: 0,500	Class: Class 3	Rolled : No

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No

GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950

Aeff=0,001	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,001	Iyy=1,000E-06	iyy=0,029	Wel,yy=2,000E-05	Weff,yy=2,000E-05
It=0,000	Izz=0,000	izz=0,003	Wel,zz=2,400E-06	Weff,zz=2,400E-06
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,100	Wpl,yy=3,000E-05	Av,z=0,001
E=206000000,0	fy=275000,000	fu=430000,000	Wpl,zz=3,600E-06	Av,y=0,001

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
0,000	-0,701	-3,348	0,002	-3,346	-0,003	-0,004

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: $0,862 = 0,029 + 0,826 + 0,007 < 0,950$ OK

$$= \frac{NEd}{(\chi_{i,z} N Rk / \Gamma_{M1})} + \frac{k_{zy} (M_y, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{i,LT} M_y, Rk / \Gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} (M_z, Ed + NEd eNz)}{(M_z, Rk / \Gamma_{M1})}$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-0,701	314,286	314,286				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	314,286	371,520	4997,474	29,277	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	c	0,490	508,285	0,806	0,973	0,659	206,970
MajorB (y-y)	c	0,490	508,285	0,806	0,973	0,659	206,970
Minor (z-z)	c	0,490	29,277	3,357	6,909	0,077	24,273
MinorB (z-z)	c	0,490	29,277	3,357	6,909	0,077	24,273
Torsional TF	c	0,490	29,277	3,357	6,909	0,077	24,273

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
Major (y-y)	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	-3,348	-3,348	5,238	5,238	5,238	5,238	
Minor (z-z)	0,002	0,005	0,629	0,629	0,629		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,513	0,750	0,770	1,879	20,902
	Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
		0,601	0,764	0,996	0,764		

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status
Major (z)	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	3,346	0,004	151,211	0,022	OK
Minor (y)	0,003	0,004	151,211	2,231E-05	OK
	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW		
Reduction	151,211	1,200	0,000		

Flexural Details for Combo and Station

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i
Major (y-y)	2,000	1,000	69,282
Major Braced	2,000	1,000	69,282
Minor (z-z)	1,000	1,000	288,675
Minor Braced	1,000	1,000	288,675
LTB	1,000	1,000	288,675

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-0,701	314,286	314,286				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	314,286	371,520	4997,474	29,277	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	c	0,490	508,285	0,806	0,973	0,659	206,970
MajorB (y-y)	c	0,490	508,285	0,806	0,973	0,659	206,970
Minor (z-z)	c	0,490	29,277	3,357	6,909	0,077	24,273
MinorB (z-z)	c	0,490	29,277	3,357	6,909	0,077	24,273
Torsional TF	c	0,490	29,277	3,357	6,909	0,077	24,273

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
Major (y-y)	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	-3,348	-3,348	5,238	5,238	5,238	5,238		
Minor (z-z)	0,002	0,005	0,629	0,629	0,629			
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi		
Compactness	Class 3	Class 3	Class 3	0,924	1,000	-0,996		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr	
LTB	d	0,760	0,513	0,750	0,770	1,879	20,902	
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
		0,600	0,751	0,600	0,601	0,764	0,996	0,764

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Envelope Details

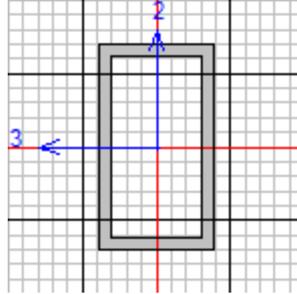
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-Myy-Mzz	Demand/Capacity	Ratio					Status	
Governing	Load	Station	N	Med, yy	Med, zz	Total	Check	
Equation	Combo	Location	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Check	
6.3.3(4)	-6.62	SLU1	0,000	0,029 +	0,826 +	0,007 =	0,862	OK

SHEAR CHECK

Governing	Shear	Load	Station	Ved	Vc.Rd	Stress	Status
Equation	Direction	Combo	Location	Force	Capacity	Ratio	Check
6.2.6(1)	z	SLU1	0,000	3,346	151,211	0,022	OK
6.2.6(1)	y	SLU1	0,000	0,003	151,211	2,231E-05	OK

Verifica di resistenza del tubolare



Summary for Combo and Station

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Units : KN, m, C

Frame : 5	X Mid: -0,114	Combo: SLU1	Design Type: Beam
Length: 0,428	Y Mid: 0,000	Shape: Tubo	Frame Type: Secndry
Loc : 0,428	Z Mid: 0,000	Class: Class 1	Rolled : No
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2	
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Consider Torsion? Yes			
GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25	
An/Ag=1,00	PLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950
Aeff=0,005	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=0,005	Iyy=2,129E-05	iyy=0,064	Wel, yy=2,366E-04
It=1,801E-05	Izz=8,173E-06	izz=0,040	Wel, zz=1,635E-04
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,180	Wpl, yy=2,980E-04
E=206000000,0	fy=275000,000	fu=430000,000	Wpl, zz=1,940E-04
			Av, z=0,002
			Av, y=0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
0,428	0,002	1,180	0,382	-2,503	4,845	4,845

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 BS EN 1993-6 Annex A)

$$\begin{aligned}
 \text{D/C Ratio: } & 0,063 = 0,015 + 0,048 + 0,000 < 0,950 \quad \text{OK} \\
 & = (My, Ed) / (Chi_LT My, Rk/GammaM1) \\
 & \quad + Cmz (Mz, Ed + Mz, T, Ed) / (Mz, Rk/GammaM1) \\
 & \quad + (Kw * Kzw * Kalpha) * (Mw, Ed / (Mz, Rk / 2.0 * GammaM1)) \quad \text{(EC3 BS EN 1993-6 Annex A)}
 \end{aligned}$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	0,002	1361,905	1361,905			
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag	
	1361,905	1609,920	251771,006	1592,800	1,000	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	c	0,490	236332,299	0,078	0,473	1,000
MajorB (y-y)	c	0,490	236332,299	0,078	0,473	1,000
Minor (z-z)	c	0,490	1592,800	0,948	1,132	0,571
MinorB (z-z)	c	0,490	1592,800	0,948	1,132	0,571
Torsional TF	c	0,490	1592,800	0,948	1,132	0,571

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	1,180	1,180	78,048	78,048	78,048	78,048
Minor (z-z)	0,382	2,456	50,810	50,810	50,810	50,810

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
	d	0,760	0,181	0,509	1,000	1,667	2512,442
Factors		kyy	kyz	kzy	kzz		
		0,600	0,600	0,360	1,000		

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vpl,Rd	Reduction	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Factor	Ratio	Check
Major (z)	2,503	4,845	580,649	0,983	0,004	OK
Minor (y)	4,845	4,845	302,421	0,983	0,016	OK
Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW			
	580,649	1,200	0,200			

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	3,010	2,503

Flexural Details for Combo and Station

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i
Major (y-y)	1,000	1,000	6,688
Major Braced	1,000	1,000	6,688
Minor (z-z)	1,000	7,547	81,471
Minor Braced	1,000	7,547	81,471
LTB	1,000	7,547	81,471

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	0,002	1361,905	1361,905				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1361,905	1609,920	251771,006	1592,800	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	236332,299	0,078	0,473	1,000	1361,905
MajorB (y-y)	c	0,490	236332,299	0,078	0,473	1,000	1361,905
Minor (z-z)	c	0,490	1592,800	0,948	1,132	0,571	777,571
MinorB (z-z)	c	0,490	1592,800	0,948	1,132	0,571	777,571
Torsional TF	c	0,490	1592,800	0,948	1,132	0,571	777,571

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	1,180	1,180	78,048	78,048	78,048	78,048	
Minor (z-z)	0,382	2,456	50,810	50,810	50,810		
Compactness	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi	
	Class 1	Class 1	Class 1	0,924	0,533	-1,000	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,181	0,509	1,000	1,667	2512,442
Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
	0,600	1,000	1,000	0,600	0,600	0,360	1,000

Envelope Details

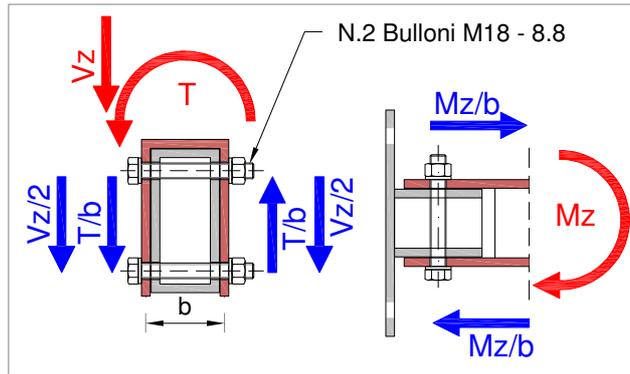
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-Myy-Mzz	Demand/Capacity	Ratio						
Governing	Load	Station	N	Med,yy	Med,zz	Total	Status	
Equation	Combo	Location	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Check	
BS EN 1993-6 Ann	SLU1	0,000	0,000 +	0,015 +	0,048 =	0,063	OK	

SHEAR CHECK

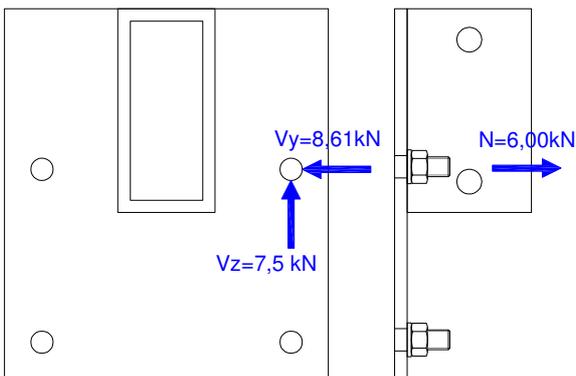
Governing	Shear	Load	Station	Ved	Vc,Rd	Stress	Status
Equation	Direction	Combo	Location	Force	Capacity	Ratio	Check
6.2.7 (9)	z	SLU1	0,000	3,010	580,649	0,005	OK
6.2.7 (9)	y	SLU1	0,000	4,845	302,421	0,016	OK

Verifica Bulloni aggancio Tubolare



VERIFICA BULLONI					
Forza di progetto - SLU	$F_{Ed} =$	31,6	kN		
Resistenza ultima del bullone	$f_{u,p} =$	800	N/mm ²		
Resistenza a snervamento del bullone	$f_{y,p} =$	640	N/mm ²		
	$g_{M0} =$	1,05			
	$g_{M1} =$	1,05			
	$g_{M2} =$	1,25			
Diametro foro	$d_o =$	20	mm		
Diametro nominale del bullone	$d_n =$	18	mm		
Diametro resistente del bullone	$d_{res} =$	15,6	mm		
Area nominale del bullone	$A_n =$	254	mm ²		
Area resistente del bullone	$A_{res} =$	192	mm ²		
Momento d'inerzia del bullone	$J =$	2934	mm ⁴		
Modulo di resistenza del bullone	$W =$	375	mm ³		
	$x =$	11	mm		
Momento flettente nel bullone- SLU	$M_{Ed} =$	0,17	kNm		
Resistenza a taglio del bullone	$F_{v,Rd} =$	98	kN	F.S. =	0,32 verifica
Resistenza a flessione del bullone	$M_{Rd} =$	0,34	kNm	F.S. =	0,51 verifica
Interazione taglio-flessione SLU	F.S. =	0,28	≤ 1		verifica

Verifica tirafondi inghisati con resina



RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

ANCORAGGI CHIMICI UNI CEN/TS 1992-4-5			
VERIFICA A TRAZIONE			
Dati geometrici			
Classe acciaio		8,8	
Diametro ancoraggio	d	16	mm
Altezza effettiva dell'ancoraggio	hef	200	mm
Spessore piastra ancoraggio	t	10	mm
Spessore calcestruzzo	h	330	mm
Resistenza lato acciaio - Verifica ancorante maggiormente caricato		UNI CEN/TS 1992-4-5 6.2.2	
Tensione di rottura	fuk	800	MPa
Tensione di snervamento	fyk	640	MPa
Fattore parziale	gMs	1,50	
Sezione reagente	A	157,0	mm ²
Resistenza caratteristica lato acciaio	Nrks	125,6	kN
Resistenza lato acciaio	Nrds	83,7	kN
Trazione ancorante maggiormente caricato	NEd	6,0	kN
	Ned/Nrds	0,072	OK
Resistenza a pullout - Verifica sul gruppo degli ancoraggi		UNI CEN/TS 1992-4-5 6.2.2	
Resistenza a compressione del cls	fck,cube	25	MPa
Resistenza caratteristica di aderenza	tRk	6,0	MPa
Lato cono critico di rottura	Scr,Np	286,1	mm
Distanza critica	ccr,Np	143,1	mm
Area di riferimento del singolo ancorante	Ap,NO	81853,4	mm ²
Area di base rottura	Ap,N	270000,0	mm ²
Numero effettivo degli ancoranti	nef	3,3	
Number of anchors	n	1	
	s	140	mm
	k8	7,2	
	tRk,max	10,1	MPa
Effect of closely spaced of single fastener	ψg,Np0	1,00	
Coefficiente di spaziatura degli ancoranti	ψg,Np	1,00	
Coefficiente di disturbo della distribuzione delle tensioni	ψs,Np	0,91	
Coefficiente di shell spalling	ψre,N	1	
Eccentricità della risultante delle trazioni Dir X	eNx	0,0	mm
Eccentricità della risultante delle trazioni Dir Y	eNy	0,0	mm
Coefficiente di eccentricità della sollecitazione Dir X	ψec,npx	1,00	
Coefficiente di eccentricità della sollecitazione Dir Y	ψec,npy	1,00	
Resistenza caratteristica pull out del singolo ancorante	NRkp0	60,3	kN
Resistenza caratteristica pull out	NRkp	181,0	kN
Fattore parziale	gMp	2,1	
Resistenza di progetto cls per pull out	NRd,p	86,2	kN
Trazione ancorante maggiormente caricato	NEd	6,0	kN
	Ned/Nrdp	0,070	OK
Resistenza rottura conica del cls - Verifica sul gruppo degli ancoraggi		UNI CEN/TS 1992-4-5 6.2.3	
Altezza efficace dell'ancoraggio	hef	200	mm
Distanza critica	ccr,N	300	mm
Area teorica di rottura conica	Anc0	360000,0	mm ²
Area di base rottura conica	Anc	270000,0	mm ²
Numero effettivo degli ancoranti	nef	0,8	
Coefficiente di shell spalling	ψre,N	1	
Lato cono critico di rottura	Scr,N	600	mm
Eccentricità della risultante delle trazioni Dir X	eNx	0,0	mm
Eccentricità della risultante delle trazioni Dir Y	eNy	0,0	mm
Coefficiente di eccentricità della sollecitazione Dir X	ψec,nx	1,00	
Coefficiente di eccentricità della sollecitazione Dir Y	ψec,ny	1,00	
Coefficiente di disturbo della distribuzione delle tensioni	ψs,N	0,800	
Distanza dal bordo 1	0	cX1	1000 mm
Distanza dal bordo 2	0	cX2	1000 mm
Distanza dal bordo 3	1	cY1	100 mm
Distanza dal bordo 4	0	cY2	1000 mm
Distanza minima dal bordo		cmin	100 mm
Distanza massima tra le distanze dal bordo inferiori a ccr		cmax	100 mm
Fattore parziale per cls in compressione	gc	1,5	
Fattore parziale sicurezza dell'installazione	gins	1,2	
Fattore parziale	gMc	1,8	
Fattore per il meccanismo di trasferimento del carico	kcr	8,5	
Resistenza caratteristica del singolo ancorante per rottura conica del cls	NRk,c0	120,2	kN
Resistenza caratteristica per rottura conica del cls	NRk,c	72,1	kN
Resistenza di progetto per rottura conica del cls	NRd,c	40,1	kN
Trazione totale degli ancoranti	NEd	6,0	kN
	NEd/Nrdc	0,150	OK

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICA A TAGLIO			
Dati geometrici			
Classe acciaio			8,8
Diámetro ancoraggio	d	16	mm
Altezza effettiva dell'ancoraggio	hef	200	mm
Spessore piastra ancoraggio	t	10	mm
Spessore calcestruzzo	h	330	mm
Resistenza lato acciaio senza braccio di leva		senza	UNI CEN/TS 1992-4-2 6.3.3.1
Tensione di rottura	fuk	800	MPa
Diámetro ancoraggio	d	16	
Sezione reagente	A	157	mm ²
	k2	0,80	
Fattore parziale	gMs	1,25	
Resistenza caratteristica lato acciaio	Vrks	62,8	kN
Resistenza lato acciaio	Vrds	40,2	kN
Taglio ancorante maggiormente caricato	VEd	11,4	kN
	VEd/Vrds	0,284	OK
Resistenza pry-out - Verifica sul gruppo degli ancoraggi			UNI CEN/TS 1992-4-2 6.3.4
	Nrk,c	72,1	kN
	Nrk,p	86,2	kN
	k3	2	
Fattore parziale	gMc	1,8	
Resistenza caratteristica al pry-out	Vrk,cp	144,2	kN
Resistenza di progetto al pry-out	Vrd,cp	80,1	kN
Taglio Totale degli ancoranti	VEd	11,4	kN
	VEd/Vrdcp	0,142	OK
Resistenza alla rottura del bordo 1 - Verifica sul gruppo degli ancoraggi			UNI CEN/TS 1992-4-2 6.3.5
Distanza minima	cmin1	100	mm
Distanza minima secondo bordo	cmin2	2000	mm
Effetto del disturbo della distribuzione delle tensioni dovuto al bordo	ψs,V	1,000	
Coefficiente che tiene conto dello spessore del componente strutturale	ψh,V	1,000	
Eccentricità della risultante	eV	0	mm
Coefficiente di eccentricità della sollecitazione	ψec,V	1,000	
Angolo direzione del taglio	a,V	0,00	rad
Coefficiente di direzione del taglio	ψa,V	1,000	
Coefficiente che tiene conto della posizione dell'ancoraggio	ψre,V	1	
Area di proiezione di riferimento del singolo ancorante	Ac,v0	45000	mm ²
Area ideale di rottura del gruppo di ancoranti	Ac,v	180000	mm ²
	lf	128	
	dnom	16	
	a	0,113	
	b	0,069	
Resistenza caratteristica del singolo ancoraggio	Vrk,c0	15,3	kN
Fattore parziale	gMc	1,8	
Resistenza caratteristica alla rottura del bordo	Vrk,c	61,3	kN
Resistenza di progetto alla rottura del bordo	Vrd,c	34,1	kN
Taglio Totale degli ancoranti	VEd	16,7	kN
	VEd/Vrdc	0,489	OK
VERIFICA INTERAZIONE N-V			UNI CEN/TS 1992-4-2 6.4.1
Rottura lato acciaio $(Ned/Nrds)^2 + (Ved/Vrds)^2 < 1$		0,086	OK
$(Ned/Nrd)^{1,5} + (Ved/Vrd)^{1,5} < 1$		0,400	OK
$(Ned/Nrd) + (Ved/Vrd) < 1,2$		0,639	OK

4.13.2 Balastra Tipologia BA1-b (BA3)

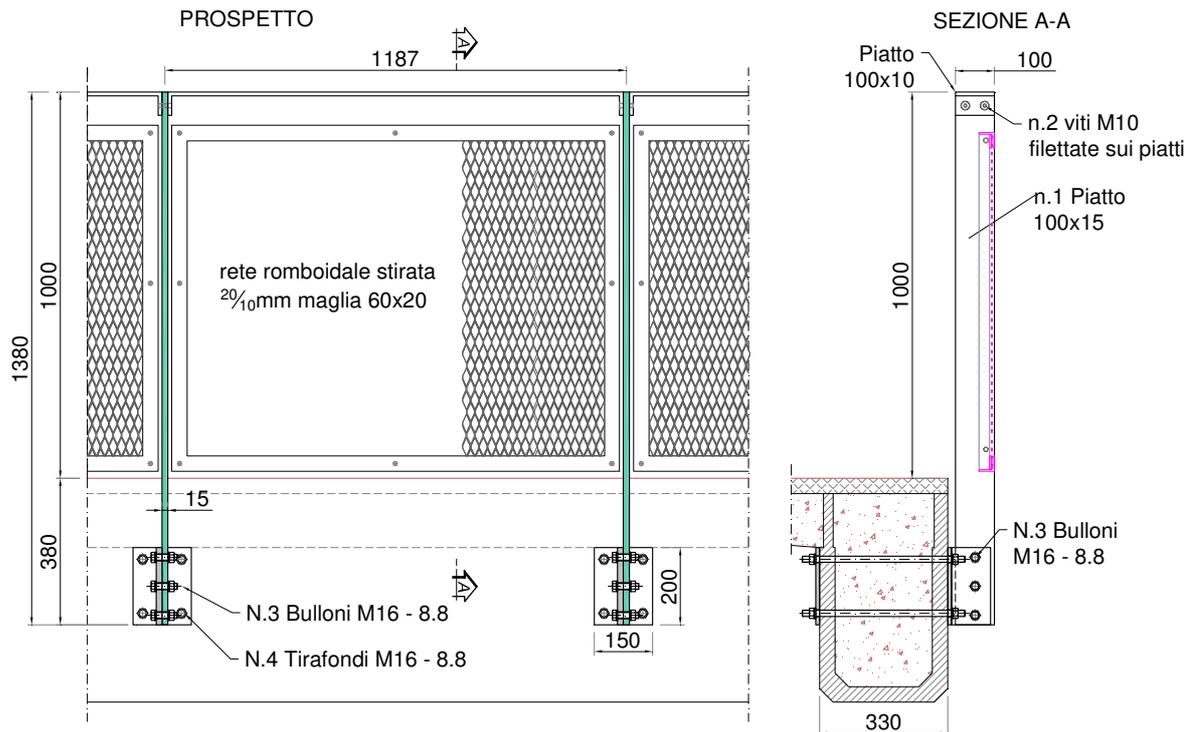


Figura 115 – Geometria balastra tipo BA1-b

Il calcolo delle sollecitazioni della balastra è realizzato tramite un modello agli elementi finiti, considerando il montante incastrato alla base, sollecitato in corrispondenza del corrimano con un carico accidentale $H_k=2,00$ kN/m (NTC2008 par. 3.1.4, Tab. 3.1.II, Cat. C2), il carico dovuto alla rete stirata $q=0,3$ kN/m², mentre il carico dovuto al peso proprio viene calcolato direttamente dal programma in base alle dimensioni dei profili ed incrementato del 10% per tenere conto degli elementi di fissaggio (bulloni, piastre, tirafondi, saldature, etc).



Figura 116 – Vista estrusa modello agli elementi finiti

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state eseguite per la seguente combinazione di carico:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1$$

G_1 = peso proprio della struttura;

G_2 = carico permanente non strutturale; Q_1 = carico accidentale.

Nella seguente figura sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni allo SLU.

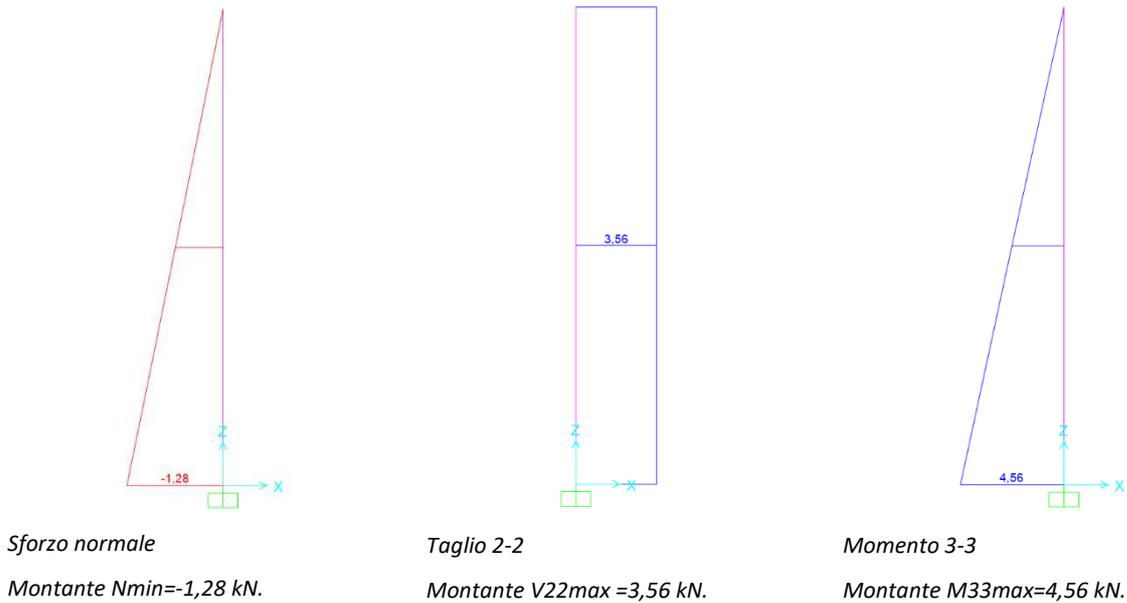


Figura 117 – Sollecitazioni

Le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature costituenti il telaio della struttura sono condotte in conformità alla norma EN 1993-1-1: 2005, mediante le routine di verifica interne al software di calcolo SAP2000. In particolare, si applicano le formulazioni del paragrafo 6.3.3 della predetta norma per quanto riguarda le verifiche di resistenza all'instabilità per membrature soggette a flessione e compressione assiale:

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

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

L'immagine seguente riporta la sintesi delle verifiche di stabilità con interazione forza normale e flessione biassiale mediante i rapporti "PMM Demand/Capacity Ratio" utilizzati dal software SAP2000. Per valori di "PMM Demand/Capacity Ratio" ≤ 1 la verifica è soddisfatta.

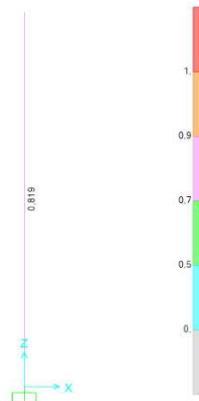


Figura 118 - Rapporti di resistenza "PMM Demand/Capacity Ratio" (SAP 2000)

Inoltre, le procedura di verifica del software SAP2000 applica le indicazioni del punto 6.2.6 di EN 1993-1-1: 2005 per quanto riguarda le verifiche di resistenza nei confronti delle sollecitazioni di taglio.

Verifica di resistenza del montante

Summary for Combo and Station

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Units : KN, m, C

Frame : 1 X Mid: 0,000 Combo: DSTL1 Design Type: Column
 Length: 1,280 Y Mid: 0,000 Shape: montante Frame Type: Secndry
 Loc : 0,000 Z Mid: 0,640 Class: Class 3 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No

GammaM0=1,05 GammaM1=1,05 GammaM2=1,25
 An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,002 eNy=0,000 eNz=0,000
 A=0,002 Iyy=1,250E-06 iyy=0,029 Wel,yy=2,500E-05 Weff,yy=2,500E-05
 It=0,000 Izz=0,000 izz=0,004 Wel,zz=3,750E-06 Weff,zz=3,750E-06
 Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,100 Wpl,yy=3,750E-05 Av,z=0,001
 E=206000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=5,625E-06 Av,y=0,001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-1,263	4,102	0,000	3,205	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,819 = 0,044 + 0,776 + 0,000 < 0,950 OK
 = NED/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NED eNy) / (Chi_LT My,Rk/GammaM1)
 + kzz (Mz,Ed+NED eNz) / (Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-1,263	392,857	392,857				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	392,857	464,400	9485,307	34,901	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	387,790	1,031	1,236	0,522	205,054
MajorB (y-y)	c	0,490	387,790	1,031	1,236	0,522	205,054
Minor (z-z)	c	0,490	34,901	3,438	7,203	0,074	29,031
MinorB (z-z)	c	0,490	34,901	3,438	7,203	0,074	29,031
Torsional TF	c	0,490	34,901	3,438	7,203	0,074	29,031

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	4,102	4,102	6,548	6,548	6,548	6,548	
Minor (z-z)	0,000	0,000	0,982	0,982	0,982		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,467	0,710	0,803	1,880	31,575
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,602	1,026	0,994	1,026			

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	3,205	0,000	189,014	0,017	OK
Minor (y)	0,000	0,000	189,014	0,000	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW		
Reduction	189,014	1,200	0,000		

Flexural Details for Combo and Station

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i
Major (y-y)	2,000	1,000	88,681
Major Braced	2,000	1,000	88,681
Minor (z-z)	1,000	1,000	295,603
Minor Braced	1,000	1,000	295,603
LTB	1,000	1,000	295,603

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-1,263	392,857	392,857

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag			
	392,857	464,400	9485,307	34,901	1,000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	c	0,490	387,790	1,031	1,236	0,522	205,054	
MajorB (y-y)	c	0,490	387,790	1,031	1,236	0,522	205,054	
Minor (z-z)	c	0,490	34,901	3,438	7,203	0,074	29,031	
MinorB (z-z)	c	0,490	34,901	3,438	7,203	0,074	29,031	
Torsional TF	c	0,490	34,901	3,438	7,203	0,074	29,031	
MOMENT DESIGN								
	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	4,102	4,102	6,548	6,548	6,548	6,548		
Minor (z-z)	0,000	0,000	0,982	0,982	0,982	0,982		
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi		
Compactness	Class 3	Class 3	Class 3	0,924	1,000	-0,994		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr	
LTB	d	0,760	0,467	0,710	0,803	1,880	31,575	
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
		0,600	1,000	0,600	0,602	1,026	0,994	1,026

Envelope Details

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

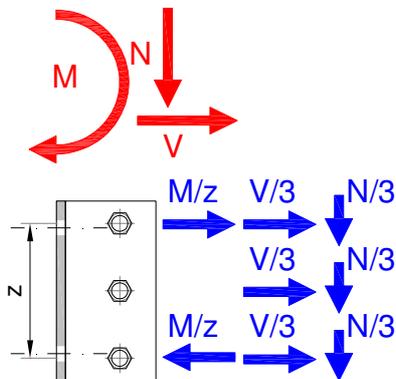
N-Myy-Mzz	Demand/Capacity	Ratio						
Governing	Load	Station	N	Med, yy	Med, zz	Total	Status	
Equation	Combo	Location	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Check	
6.3.3(4)-6.62	DSTI1	0,000	0,044 +	0,776 +	0,000 =	0,819	OK	

SHEAR CHECK

Governing	Shear	Load	Station	Ved	Vc, Rd	Stress	Status
Equation	Direction	Combo	Location	Force	Capacity	Ratio	Check
6.2.6(1)	z	DSTI1	0,000	3,205	189,014	0,017	OK
6.2.6(1)	y	DSTI1	0,000	0,000	189,014	0,000	OK

Verifica Bulloni aggancio Montante

Le sollecitazioni sul nodo di aggancio sono: $M=4,56$ kNm; $N=1,28$ kN; $V=3,56$ kN.



VERIFICA BULLONI		
Forza di progetto di taglio - SLU	$F_{v,Ed} =$	31,6 kN
Forza di progetto di trazione - SLU	$F_{t,Ed} =$	0,0 kN
Resistenza ultima della piastra montante	$f_{tk} =$	430 N/mm ²
Resistenza a snervamento della piastra montante	$f_{yk} =$	275 N/mm ²
Resistenza ultima della piastra aggancio	$f_{tk} =$	430 N/mm ²
Resistenza a snervamento della piastra aggancio	$f_{yk} =$	275 N/mm ²
Resistenza ultima del bullone	$f_{ub} =$	800 N/mm ²
Resistenza a snervamento del bullone	$f_{yb} =$	640 N/mm ²
	$g_{M0} =$	1,05
	$g_{M1} =$	1,05
	$g_{M2} =$	1,25
Spessore piastra montante	$t_1 =$	15 mm
Spessore piastra aggancio	$t_2 =$	15 mm
Diametro foro	$d_0 =$	18 mm
Diametro nominale del bullone	$d_n =$	16 mm

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

Diametro resistente del bullone	$d_{res} =$	14,1	mm			
Area nominale del bullone	$A_n =$	201	mm ²			
Area resistente del bullone	$A_{res} =$	157	mm ²			
	$av =$	0,6				
	$k_2 =$	0,9				
Resistenza a taglio del bullone	$F_{v,Rd} =$	60,3	kN	F.S. =	0,52	verifica
Resistenza a trazione del bullone	$F_{t,Rd} =$	90,4	kN	F.S. =	0,00	verifica
Interazione taglio-flessione SLU	F.S. =	0,52	≤ 1			verifica
Resistenza a rifollamento Montante						
Moltiplicatore per fori asolati	$f =$	1,00				
	$e_1 =$	50				
	$e_2 =$	25				
	$d_0 =$	18				
	$a_b =$	0,93				
	$k_1 =$	2,19				
Spessore della piastra	$t_1 =$	15	mm			
	$F_{b,Rd} =$	167,3	kN	F.S. =	0,19	verifica
Resistenza a rifollamento staffa di aggancio						
Moltiplicatore per fori asolati	$f =$	1,00				
	$e_1 =$	40				
	$e_2 =$	25				
	$d_0 =$	18				
	$a_b =$	0,74				
	$k_1 =$	2,19				
	$t_2 =$	15	mm			
	$F_{b,Rd} =$	133,9	kN	F.S. =	0,24	verifica

N.B. Il calcolo è rappresentativo anche della balaustra tipo BA3 poiché presenta sollecitazioni inferiori dovute ad un interasse tra i montanti inferiore ed a un'altezza del montante inferiore.

4.13.3 Balastra Tipologia BA2

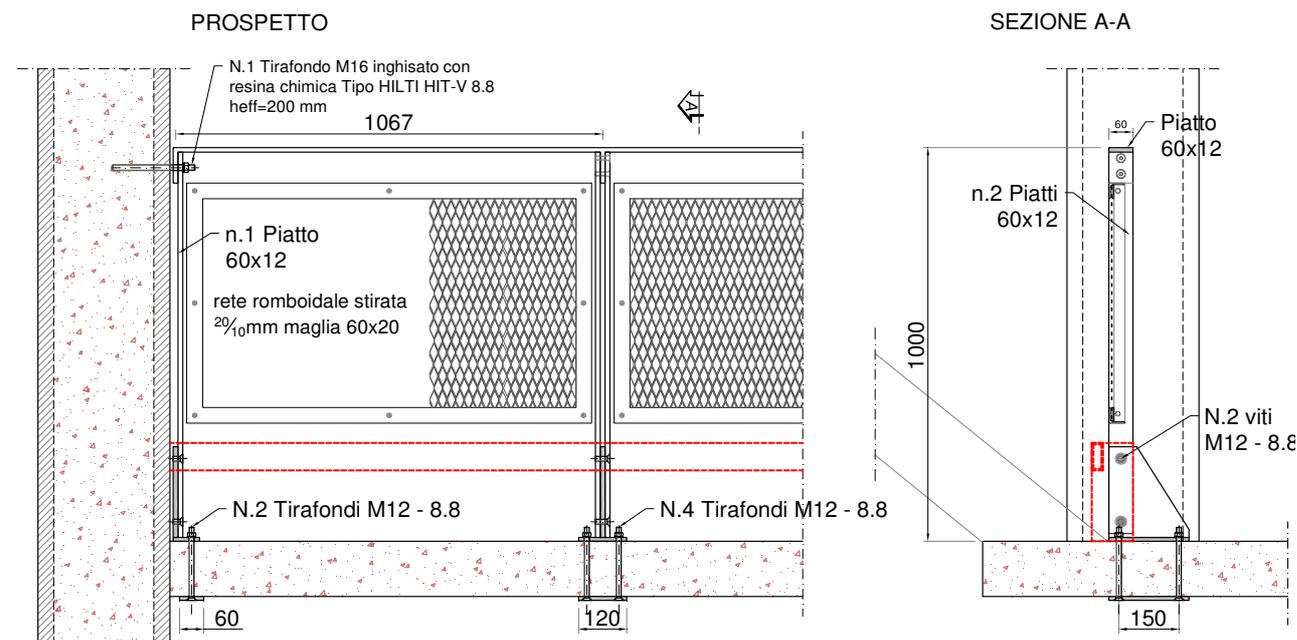


Figura 119 – Geometria balastra tipo BA2

Il calcolo delle sollecitazioni della balastra è realizzato tramite un modello agli elementi finiti, considerando il montante incastrato alla base, sollecitato in corrispondenza del corrimano con un carico accidentale $H_k=2,00$ kN/m (NTC2008 par. 3.1.4, Tab. 3.1.II, Cat. C2), il carico dovuto alla rete stirata $q=0,3$ kN/m², mentre il carico dovuto al peso proprio viene calcolato direttamente dal programma in base alle dimensioni dei profili ed incrementato del 10% per tenere conto degli elementi di fissaggio (bulloni, piastre, tirafondi, saldature, etc).



Figura 120 – Vista estrusa modello agli elementi finiti

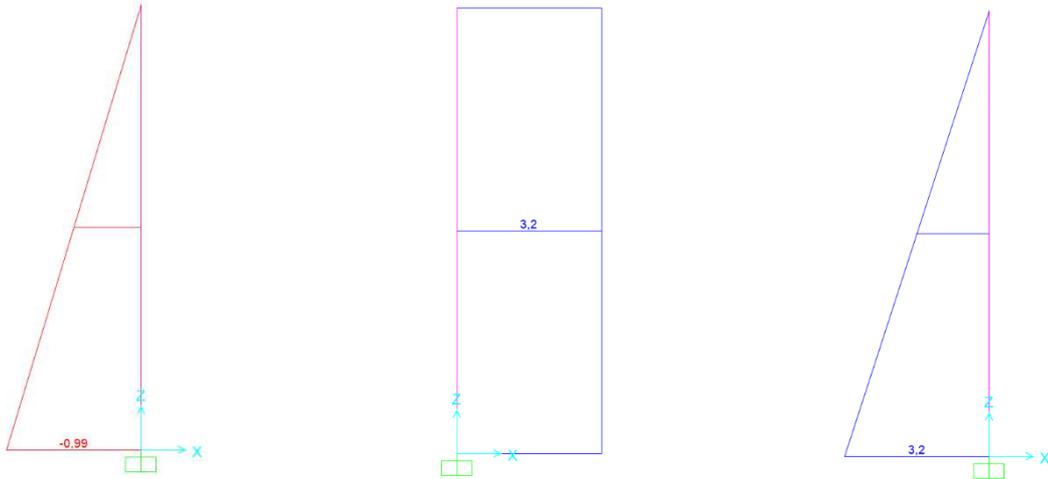
Le verifiche agli stati limite ultimi sono state eseguite per la seguente combinazione di carico:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1$$

G_1 = peso proprio della struttura;

G_2 = carico permanente non strutturale; Q_1 = carico accidentale.

Nella seguente figura sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni allo SLU.



Sforzo normale

Montante $N_{min} = -0,99 \text{ kN}$.

Taglio 2-2

Montante $V_{22max} = 3,2 \text{ kN}$.

Momento 3-3

Montante $M_{33max} = 3,2 \text{ kN}$.

Figura 121 – Sollecitazioni

Le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature costituenti il telaio della struttura sono condotte in conformità alla norma EN 1993-1-1: 2005, mediante le routine di verifica interne al software di calcolo SAP2000. In particolare, si applicano le formulazioni del paragrafo 6.3.3 della predetta norma per quanto riguarda le verifiche di resistenza all'instabilità per membrature soggette a flessione e compressione assiale:

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

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

L'immagine seguente riporta la sintesi delle verifiche di stabilità con interazione forza normale e flessione biassiale mediante i rapporti "PMM Demand/Capacity Ratio" utilizzati dal software SAP2000. Per valori di "PMM Demand/Capacity Ratio" ≤ 1 la verifica è soddisfatta.

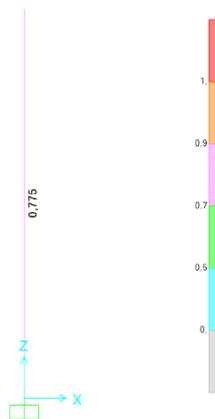


Figura 122 - Rapporti di resistenza "PMM Demand/Capacity Ratio" (SAP 2000)

Inoltre, le procedura di verifica del software SAP2000 applica le indicazioni del punto 6.2.6 di EN 1993-1-1: 2005 per quanto riguarda le verifiche di resistenza nei confronti delle sollecitazioni di taglio.

Verifica di resistenza del montante

Summary for Combo and Station

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Units : KN, m, C

Frame : 1 X Mid: 0,000 Combo: DSTL1 Design Type: Column
 Length: 1,000 Y Mid: 0,000 Shape: montante Frame Type: Secndry
 Loc : 0,000 Z Mid: 0,500 Class: Class 3 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No

GammaM0=1,05 GammaM1=1,05 GammaM2=1,25
 An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,001 eNy=0,000 eNz=0,000
 A=0,001 Iyy=0,000 iyy=0,017 Wel,yy=1,440E-05 Weff,yy=1,440E-05
 It=0,000 Izz=0,000 izz=0,012 Wel,zz=1,248E-05 Weff,zz=1,248E-05
 Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,060 Wpl,yy=2,160E-05 Av,z=0,001
 E=206000000,0 fy=275000,000 fu=430000,000 Wpl,zz=1,728E-05 Av,y=0,001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-0,913	2,881	0,000	2,881	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,775 = 0,004 + 0,771 + 0,000 < 0,950 OK
 = Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
 + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-0,913	377,143	377,143				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	377,143	445,824	10518,982	219,579	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	219,579	1,343	1,682	0,371	139,990
MajorB (y-y)	c	0,490	219,579	1,343	1,682	0,371	139,990
Minor (z-z)	c	0,490	456,724	0,931	1,113	0,581	219,051
MinorB (z-z)	c	0,490	456,724	0,931	1,113	0,581	219,051
Torsional TF	c	0,490	219,579	1,343	1,682	0,371	139,990

MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	2,881	2,881	3,771	3,771	3,771	3,771	
Minor (z-z)	0,000	0,000	3,269	3,269	3,269		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,212	0,527	0,990	1,880	87,994
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,602	1,002	0,999	1,002			

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	2,881	0,000	182,365	0,016	OK
Minor (y)	0,000	0,000	217,743	0,000	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW		
Reduction	182,365	1,200	0,000		

Flexural Details for Combo and Station

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i
Major (y-y)	2,000	1,000	115,470
Major Braced	2,000	1,000	115,470
Minor (z-z)	1,000	1,000	80,064
Minor Braced	1,000	1,000	80,064
LTB	1,000	1,000	80,064

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-0,913	377,143	377,143

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
		377,143	445,824	10518,982	219,579	1,000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	219,579	1,343	1,682	0,371	139,990
MajorB (y-y)	c	0,490	219,579	1,343	1,682	0,371	139,990
Minor (z-z)	c	0,490	456,724	0,931	1,113	0,581	219,051
MinorB (z-z)	c	0,490	456,724	0,931	1,113	0,581	219,051
Torsional TF	c	0,490	219,579	1,343	1,682	0,371	139,990

MOMENT DESIGN

		Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
		Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)		2,881	2,881	3,771	3,771	3,771	3,771
Minor (z-z)		0,000	0,000	3,269	3,269	3,269	
	Compactness	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
		Class 3	Class 3	Class 3	0,924	1,000	-0,995
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,212	0,527	0,990	1,880	87,994
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy
		0,600	1,000	0,600	0,602	1,002	0,999
							kzz
							1,002

Envelope Details

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

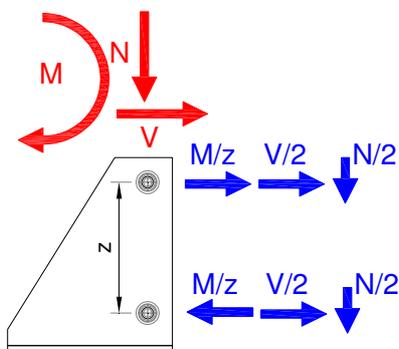
N-Myy-Mzz	Demand/Capacity	Ratio						
Governing	Load	Station	N	Med, yy	Med, zz	Total	Status	
Equation	Combo	Location	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Check	
6.3.3(4)-6.62	DSTL1	0,000	0,004 +	0,771 +	0,000 =	0,775	OK	

SHEAR CHECK

Governing	Shear	Load	Station	Ved	Vc.Rd	Stress	Status
Equation	Direction	Combo	Location	Force	Capacity	Ratio	Check
6.2.6(1)	z	DSTL1	0,000	2,881	182,365	0,016	OK
6.2.6(1)	y	DSTL1	0,000	0,000	217,743	0,000	OK

Verifica Bulloni aggancio Montante

Le sollecitazioni sul nodo di aggancio sono: $M=3,2$ kNm; $N=0,99$ kN; $V=3,2$ kN.



VERIFICA BULLONI	
Forza di progetto di taglio - SLU	$F_{v,Ed} = 20,4$ kN
Forza di progetto di trazione - SLU	$F_{t,Ed} = 0,0$ kN
Resistenza ultima della piastra montante	$f_{tk} = 430$ N/mm ²
Resistenza a snervamento della piastra montante	$f_{yk} = 275$ N/mm ²
Resistenza ultima della piastra aggancio	$f_{tk} = 430$ N/mm ²
Resistenza a snervamento della piastra aggancio	$f_{yk} = 275$ N/mm ²
Resistenza ultima del bullone	$f_{ub} = 800$ N/mm ²
Resistenza a snervamento del bullone	$f_{yb} = 640$ N/mm ²
	$g_{M0} = 1,05$
	$g_{M1} = 1,05$
	$g_{M2} = 1,25$
Spessore piastra montante	$t_1 = 12$ mm
Spessore piastra aggancio	$t_2 = 12$ mm
Diametro foro	$d_0 = 13$ mm
Diametro nominale del bullone	$d_n = 12$ mm
Diametro resistente del bullone	$d_{res} = 10,4$ mm
Area nominale del bullone	$A_n = 113$ mm ²
Area resistente del bullone	$A_{res} = 84$ mm ²

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

	av=	0,6			
	k2=	0,63			
Resistenza a taglio del bullone	$F_{v,Rd}$ =	32,4 kN	F.S.=	0,32	verifica
Resistenza a trazione del bullone	$F_{t,Rd}$ =	34,0 kN	F.S.=	0,00	verifica
Interazione taglio-flessione SLU	F.S.=	0,63	≤1		verifica
Resistenza a rifollamento Montante					
Moltiplicatore per fori asolati	f=	1,00			
	e ₁ =	30			
	e ₂ =	30			
	d ₀ =	13			
	a _b =	0,77			
	k ₁ =	2,50			
	t ₁ =	12 mm			
	$F_{b,Rd}$ =	95,3 kN	F.S.=	0,21	verifica
Resistenza a rifollamento staffa di aggancio					
Moltiplicatore per fori asolati	f=	1,00			
	e ₁ =	30			
	e ₂ =	30			
	d ₀ =	13			
	a _b =	0,77			
	k ₁ =	2,50			
	t ₂ =	8 mm			
	$F_{b,Rd}$ =	63,5 kN	F.S.=	0,32	verifica

4.13.4 Balastra Tipologia BA4 - BA5

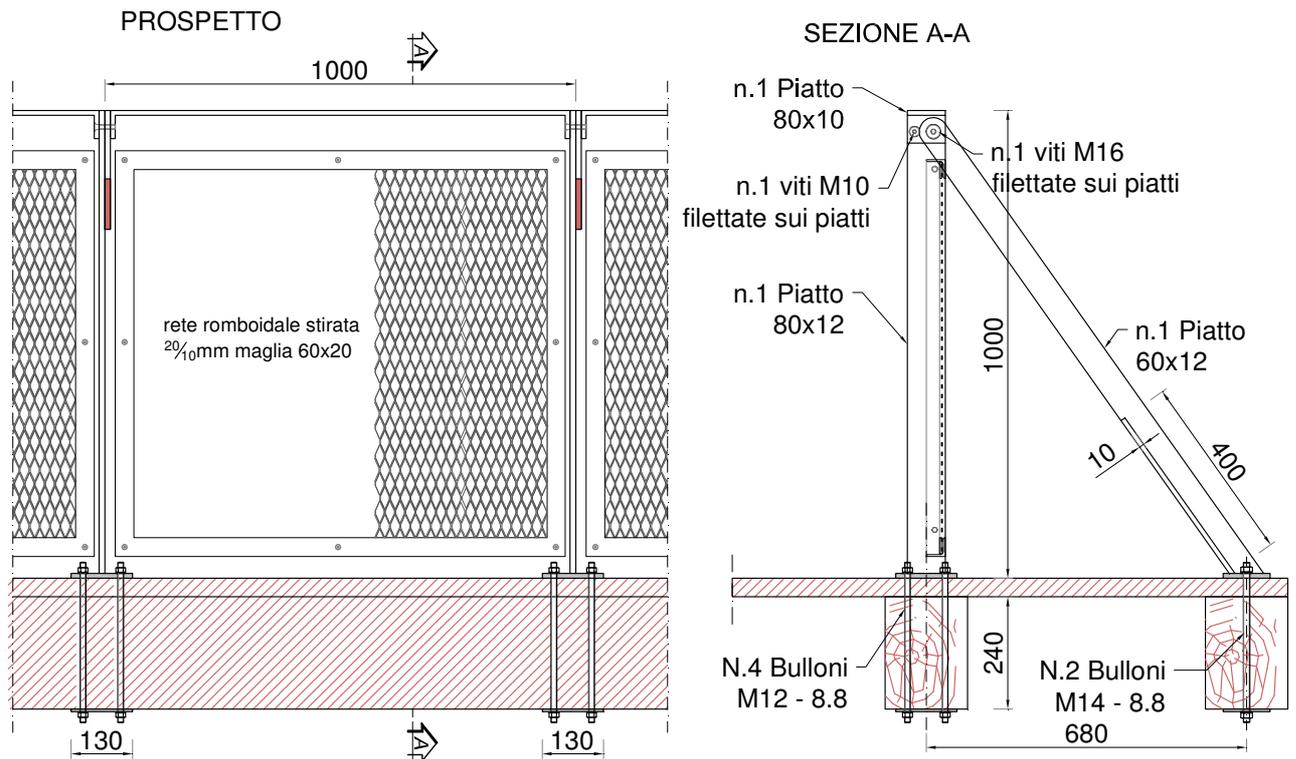


Figura 123 – Geometria balastra tipo BA4

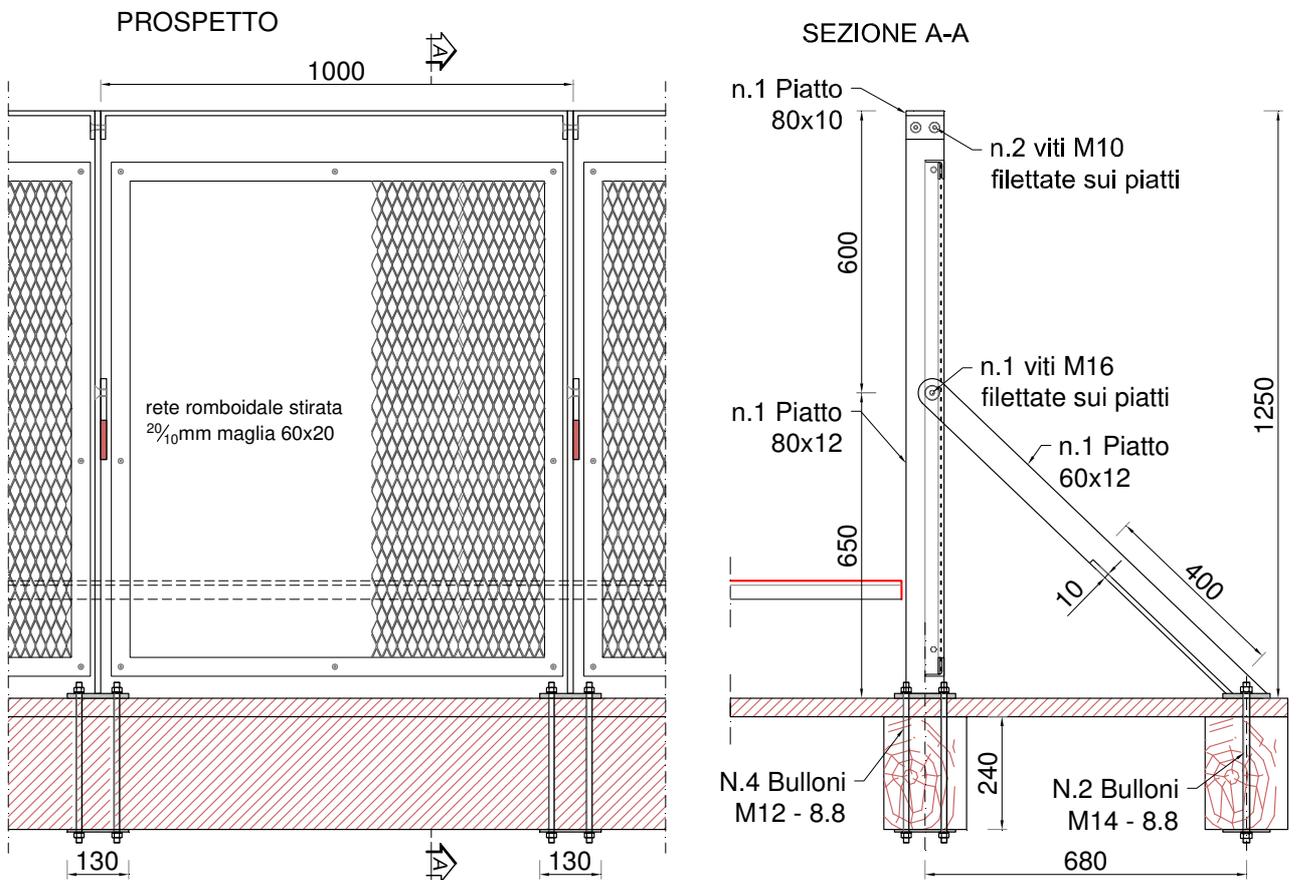


Figura 124 – Geometria balastra tipo BA5

Il calcolo delle sollecitazioni della balaustra è realizzato tramite un modello agli elementi finiti, sollecitato in corrispondenza del corrimano con un carico accidentale $H_k=2,00$ kN/m (NTC2008 par. 3.1.4, Tab. 3.1.II, Cat. C2), il carico dovuto alla rete stirata $q=0,3$ kN/m², mentre il carico dovuto al peso proprio viene calcolato direttamente dal programma in base alle dimensioni dei profili ed incrementato del 10% per tenere conto degli elementi di fissaggio (bulloni, piastre, tirafondi, saldature, etc).

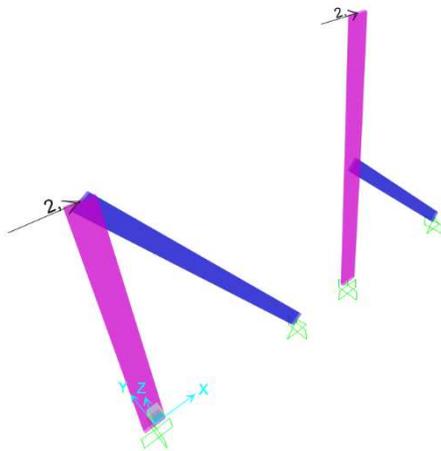


Figura 125 – Vista estrusa modello agli elementi finiti

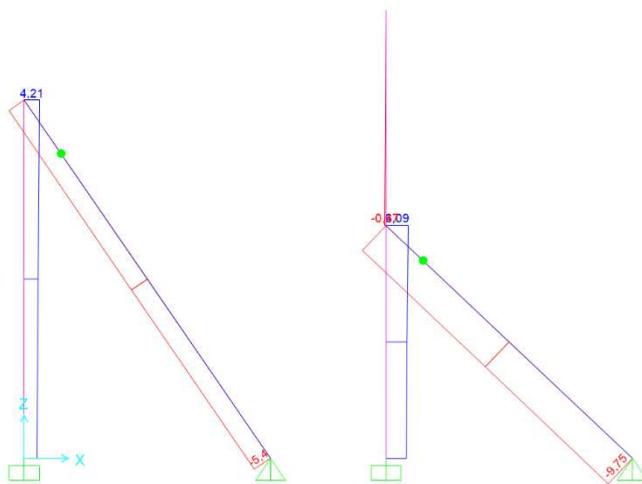
Le verifiche agli stati limite ultimi sono state eseguite per la seguente combinazione di carico:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1$$

G_1 = peso proprio della struttura;

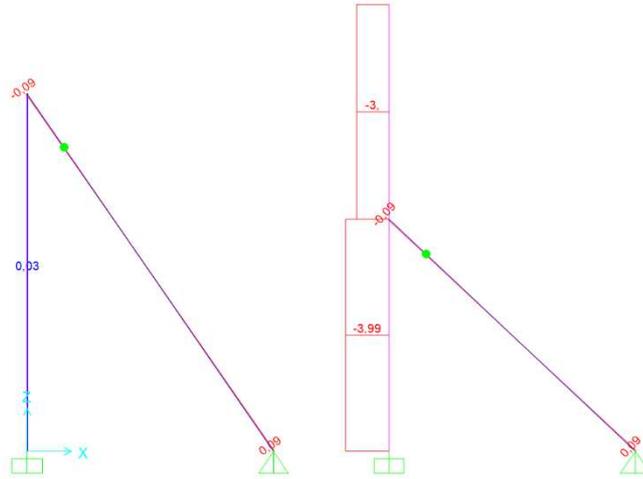
G_2 = carico permanente non strutturale; Q_1 = carico accidentale.

Nella seguente figura sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni allo SLU.



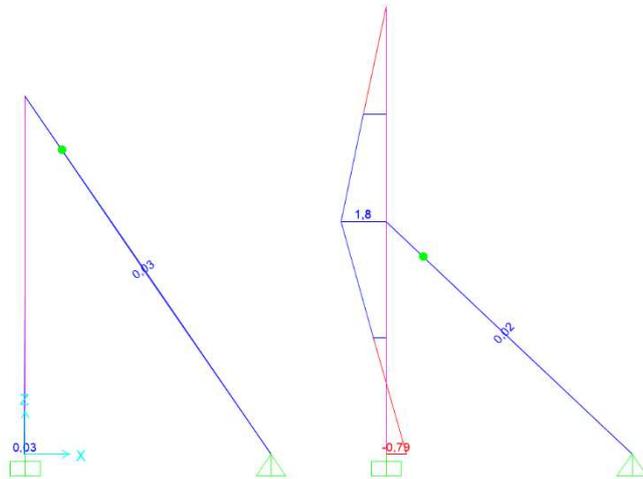
Sforzo normale

Montante $N_{min}=-9,75$ kN



Taglio 2-2

Montante V22min = -3,99 kN



Momento 3-3

Montante M33max = 1,8 kN

Figura 126 – Sollecitazioni

Le verifiche di resistenza e stabilità delle membrature costituenti il telaio della struttura sono condotte in conformità alla norma EN 1993-1-1: 2005, mediante le routine di verifica interne al software di calcolo SAP2000. In particolare, si applicano le formulazioni del paragrafo 6.3.3 della predetta norma per quanto riguarda le verifiche di resistenza all'instabilità per membrature soggette a flessione e compressione assiale:

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

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

L'immagine seguente riporta la sintesi delle verifiche di stabilità con interazione forza normale e flessione biassiale mediante i rapporti "PMM Demand/Capacity Ratio" utilizzati dal software SAP2000. Per valori di "PMM Demand/Capacity Ratio" ≤ 1 la verifica è soddisfatta.

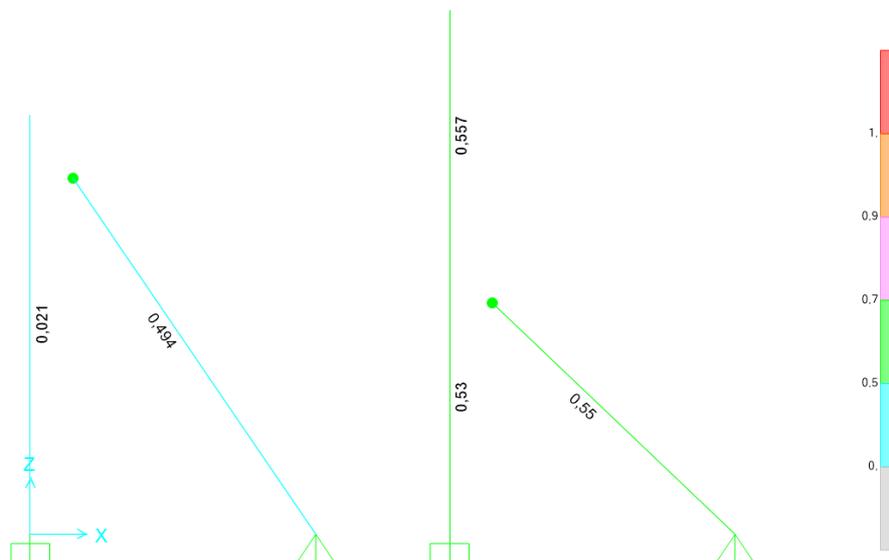


Figura 127 - Rapporti di resistenza "PMM Demand/Capacity Ratio" (SAP 2000)

Inoltre, la procedura di verifica del software SAP2000 applica le indicazioni del punto 6.2.6 di EN 1993-1-1: 2005 per quanto riguarda le verifiche di resistenza nei confronti delle sollecitazioni di taglio.

Verifica di resistenza del montante

Summary for Combo and Station

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Units : KN, m, C

Frame : 5	X Mid: 1,000	Combo: DSTL1	Design Type: Column
Length: 0,600	Y Mid: 0,000	Shape: montante	Frame Type: Secndry
Loc : 0,600	Z Mid: 0,950	Class: Class 3	Rolled : No

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No

GammaM0=1,05	GammaM1=1,05	GammaM2=1,25	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950

Aeff=9,600E-04	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=9,600E-04	Iyy=0,000	iyy=0,023	Wel,yy=1,280E-05	Weff,yy=1,280E-05
It=0,000	Izz=0,000	izz=0,003	Wel,zz=1,920E-06	Weff,zz=1,920E-06
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,080	Wpl,yy=1,920E-05	Av,z=8,000E-04
E=206000000,0	fy=275000,000	fu=430000,000	Wpl,zz=2,880E-06	Av,y=8,000E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,600	-0,435	1,620	0,000	-2,700	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,557 = 0,009 + 0,548 + 0,000 < 0,950 OK

$$= \frac{NEd}{(\chi_z N_{Rk}/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zy} (My,Ed+NEd eNy)}{(\chi_{LT} My,Rk/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} (Mz,Ed+NEd eNz)}{(Mz,Rk/\Gamma_{M1})}$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-0,435	251,429	251,429				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	251,429	297,216	6070,596	65,060	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	722,894	0,604	0,782	0,783	196,824
MajorB (y-y)	c	0,490	722,894	0,604	0,782	0,783	196,824
Minor (z-z)	c	0,490	65,060	2,014	2,973	0,194	48,722
MinorB (z-z)	c	0,490	65,060	2,014	2,973	0,194	48,722
Torsional TF	c	0,490	65,060	2,014	2,973	0,194	48,722

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	1,620	1,620	3,352	3,352	3,352	3,352
Minor (z-z)	0,000	0,000	0,503	0,503	0,503	

LTB	Curve d	AlphaLT 0,760	LambdaBarLT 0,357	PhiLT 0,624	ChiLT 0,881	C1 1,880	Mcr 27,591
-----	------------	------------------	----------------------	----------------	----------------	-------------	---------------

Factors	kyy 0,600	kyz 1,005	kzy 0,999	kzz 1,005
---------	--------------	--------------	--------------	--------------

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	2,700	0,000	120,969	0,022	OK
Minor (y)	0,000	0,000	120,969	0,000	OK

Reduction	Vpl, Rd 120,969	Eta 1,200	LambdaBarW 0,000
-----------	--------------------	--------------	---------------------

Flexural Details for Combo and Station

BASIC FACTORS

Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i
Major (y-y)	2,000	1,000	51,962
Major Braced	2,000	1,000	51,962
Minor (z-z)	1,000	1,000	173,205
Minor Braced	1,000	1,000	173,205
LTB	1,000	1,000	173,205

AXIAL FORCE DESIGN

Axial	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity
	-0,435	251,429	251,429

	Npl, Rd 251,429	Nu, Rd 297,216	Ncr, T 6070,596	Ncr, TF 65,060	An/Ag 1,000
--	--------------------	-------------------	--------------------	-------------------	----------------

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	c 0,490	722,894	0,604	0,782	0,783	196,824
MajorB (y-y)	c 0,490	722,894	0,604	0,782	0,783	196,824
Minor (z-z)	c 0,490	65,060	2,014	2,973	0,194	48,722
MinorB (z-z)	c 0,490	65,060	2,014	2,973	0,194	48,722
Torsional TF	c 0,490	65,060	2,014	2,973	0,194	48,722

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	1,620	1,620	3,352	3,352	3,352	3,352
Minor (z-z)	0,000	0,000	0,503	0,503	0,503	

Compactness	Section Class 3	Flange Class 3	Web Class 3	Epsilon 0,924	Alpha 1,000	Psi -0,997
-------------	--------------------	-------------------	----------------	------------------	----------------	---------------

LTB	Curve d	AlphaLT 0,760	LambdaBarLT 0,357	PhiLT 0,624	ChiLT 0,881	C1 1,880	Mcr 27,591
-----	------------	------------------	----------------------	----------------	----------------	-------------	---------------

Factors	Cmy 0,600	Cmz 1,000	CmLT 0,600	kyy 0,600	kyz 1,005	kzy 0,999	kzz 1,005
---------	--------------	--------------	---------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Envelope Details

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-Myy-Mzz Demand/Capacity Ratio	Governing Equation	Load Combo	Station Location	N Ratio	Med, yy Ratio	Med, zz Ratio	Total Ratio	Status Check
6.3.3(4)-6.62		DSTL1	0,600	0,009 +	0,548 +	0,000 =	0,557	OK

SHEAR CHECK

Governing Equation	Shear Direction	Load Combo	Station Location	Ved Force	Vc.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
6.2.6(1)	z	DSTL1	0,000	2,700	120,969	0,022	OK
6.2.6(1)	y	DSTL1	0,000	0,000	120,969	0,000	OK

5 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Gli interventi in fondazione riguardano l'abbassamento della quota pavimento al piano terra, la realizzazione di un solettone nella campata principale e di fondazioni su micropali per le nuove pareti in muratura sulla campata adiacente la corte interna.

L'abbassamento della quota del solaio di calpestio del piano terra è ottenuto asportando circa 1,7 m di terreno e realizzando un solettone in c.a. di spessore 20 cm a quota +0,87 m, che, oltre a costituire la base per il vespaio aerato, funge da collegamento tra i plinti di fondazione dei telai in c.a. che attualmente risultano isolati. Il solettone costituisce anche la fondazione dei pilastri del nuovo soppalco a quota +4,80 m.

Si precisa che, complessivamente, le azioni trasmesse in fondazione nella condizione di progetto rimangono sostanzialmente invariate; i carichi aggiuntivi dovuti all'introduzione dei nuovi solai e del soppalco, entrambi realizzati con struttura leggera in acciaio, risultano paragonabili al peso del terreno che viene asportato per abbassare la quota del solaio del piano terra. Le fondazioni esistenti, quindi, non sono soggette ad incremento di carico.

Le fondazioni dei nuovi muri in mattoni pieni a quattro teste ($s=55-58$ cm) da realizzare nella parte del lato B-C che prospetta sulla corte interna, sono realizzate con un cordolo in c.a. di dimensioni 80x60 cm fondato su 5 micropali.

Il modello geotecnico di sottosuolo, utilizzato per le verifiche, è stato dedotto dalle risultanze della Relazione Geologica predisposta dal Dott. Geol. Stefano Cardellini nel 2004 per il Comune di Ancona, nonché dalle prove effettuate dalla ditta "Tecnosondaggi" di Osimo, sempre per conto del Comune, nei mesi di settembre e ottobre 2013.

Per l'individuazione dei parametri geotecnici del terreno si hanno a disposizione diversi sondaggi spinti a profondità differenti comprese tra -5,00 m e -20,00 m dal piano campagna, mentre per la determinazione della categoria di sottosuolo sono state effettuate 2 prove MASW.

La stratigrafia del terreno riscontrata è la seguente:

- *materiale di riporto e accumulo da p.c. a -2,40 m*: blocchi di laterizi, ghiaie e brecce calcaree, blocchi arenacei e calcarei legati con calce e/o cemento pozzolanico;
- *depositi di spiaggia da -2,40 m a -4,40 m*: sabbie limose argillose mediamente addensate con consistenza media;
- *formazione di base da -4,40 m in poi*: argille siltose, marnose, plioceniche alterate nei primi metri.

La presenza della falda è stata riscontrata a profondità di circa -1,00 ÷ -2,70 m dal piano campagna.

PARAMETRI GEOTECNICI:

- *materiale di riporto: strato trascurato sui calcoli della portanza dei micropali*
- *depositi di spiaggia:*
 peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 angolo di resistenza al taglio $\varphi = 23^\circ$
 coesione efficace $c' = 18 \text{ kPa}$

- *formazione di base:*

peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

angolo di resistenza al taglio $\varphi = 24^\circ$

coesione efficace $c' = 50 \text{ kPa}$

coesione non drenata $c_u = 800 \text{ kPa}$

5.1 Fondazioni nuovi muri in mattoni pieni

La fondazione di ciascun muro in mattoni pieni a quattro teste è costituita da n. 5 micropali, di lunghezza 10,00 m, che si intestano su un cordolo in c.a. di dimensioni 80x60 cm.

Si è scelto di realizzare fondazioni di tipo profondo in analogia a quanto previsto nei diversi interventi di recupero e rifunzionalizzazione delle altre ali della Mole Vanvitelliana. Infatti tutte le nuove strutture inserite all'interno del fabbricato in tempi recenti, come scale e ascensori, hanno fondazioni profonde su pali battuti o trivellati.

I micropali sono di diametro $\phi = 160 \text{ mm}$ con tubo $\phi = 121 \text{ mm}$ e $s = 6,3 \text{ mm}$ di acciaio "S 355 H" e lunghezza della zona iniettata $L_s = 10 \text{ m}$.

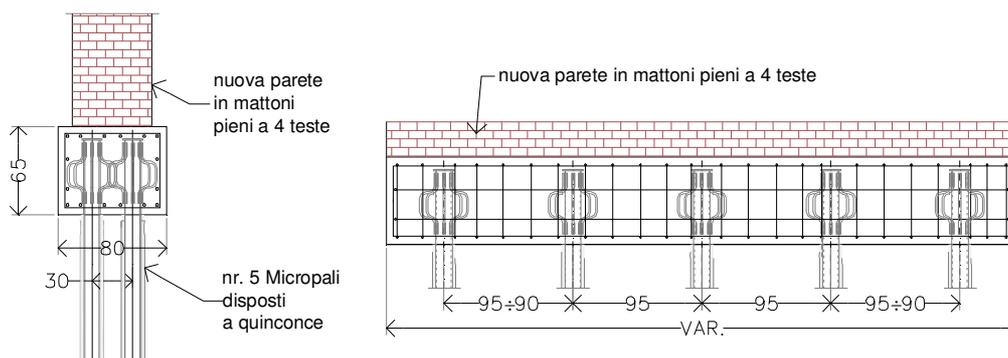


Figura 128 – Fondazione muri in mattoni pieni

In condizioni statiche queste fondazioni sono soggette al peso proprio dei muri e ai carichi derivanti dalle porzioni dei nuovi solai in acciaio realizzati a quote +4,80 m, +7,80 m, +10,55 e +13,30 m. Questi carichi sono molto modesti rispetto alla capacità portante dei micropali.

A titolo esemplificativo si calcola il carico trasmesso in fondazione da uno dei 4 nuovi muri di nuova realizzazione, evidenziato nella figura seguente:

Il peso proprio del muro in mattoni pieni P_M è di 18 kN/m^3 , lo spessore s è di 58 cm per i primi 3,23 m e di 45 cm per i restanti 8,70 m di altezza e si estende per una lunghezza l di 5,40 m. I carichi relativi ai solai in struttura leggera in acciaio sono rispettivamente pari a:

$$G_1 = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 1,40 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

Con una superficie di influenza dei solai S_i di circa 11 m^2 per ognuna delle 4 elevazioni si calcola il carico trasmesso in fondazione per la combinazione dei massimi carichi verticali allo SLU:

$$\begin{aligned} E_{d,tot} &= 1,3 \cdot (P_M \cdot h \cdot s \cdot l) + 1,3 \cdot (4 \cdot G_1 \cdot S_i) + 1,5 \cdot (4 \cdot G_2 \cdot S_i) + 1,5 \cdot (4 \cdot Q \cdot S_i) \\ &= 1,3 \cdot (18 \cdot 3,23 \cdot 0,58 + 18 \cdot 8,70 \cdot 0,45) \cdot 5,4 + 1,3 \cdot (4 \cdot 1,30 \cdot 11) + 1,5 \cdot (4 \cdot 1,40 \cdot 11) + 1,5 \cdot (4 \cdot 5 \cdot 11) = 1162 \text{ kN} \end{aligned}$$

Considerando il carico distribuito sui 5 micropali di fondazione si ha:

$$E_d = \frac{E_{d,tot}}{5} = 232,4 \text{ kN}$$

5.1.1 Calcolo portanza micropali

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico valutata come $R_d = R_k / \gamma_R$.

Le verifiche delle fondazioni profonde devono essere eseguite con riferimento ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali e dei micropali.

Tutte le verifiche sono condotte con l'Approccio 2 (A1+M1+R3); di seguito si riportano le tabelle delle NTC con i coefficienti parziali γ da applicare nelle rispettive verifiche.

I coefficienti parziali per le azioni sono definiti in tabella 6.2.I, di seguito riportata:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono definiti in tabella 6.2.II:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

I coefficienti parziali γ_R per le fondazioni profonde sono definiti in tabella 6.4. II.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k dei singoli micropali è stata determinata con metodi di calcolo analitici, pertanto la $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) trovata deve essere ridotta in funzione al numero di verticali indagate con la seguente relazione:

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{cal})_{minima}}{\xi_4} \right\}$$

In questo caso, avendo a disposizione 7 sondaggi, i coefficienti ξ_3 ed ξ_4 sono:

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per il calcolo del carico limite dei micropali si utilizza il metodo di Bustamante e Doix (1985).

Si considerano micropali del tipo Tubfix, che vengono eseguiti con iniezioni IRS (*injection répétitive et sélective*); si assume che sia stata adoperata una pressione di iniezione $p_i \geq p_1$; la miscela deve essere iniettata con una portata compresa fra 0,3 e 0,6 m³/h per terreni coesivi, e fra 0,8 e 1,2 m³/h per terreni incoerenti.

I micropali sono valvolati per tutta la lunghezza, quindi appartengono alla tipologia IRS; il metodo di calcolo utilizzato raccomanda comunque di considerare i primi 5 metri dal piano campagna dei micropali come se fossero del tipo IGU cioè non valvolati. A favore di sicurezza si trascura il contributo dei primi 5 metri di micropalo ovvero della parte di esso che attraversa lo strato di materiale di riporto antropico.

Il carico limite di un micropalo si esprime:

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d_s \cdot L_s \cdot s$$

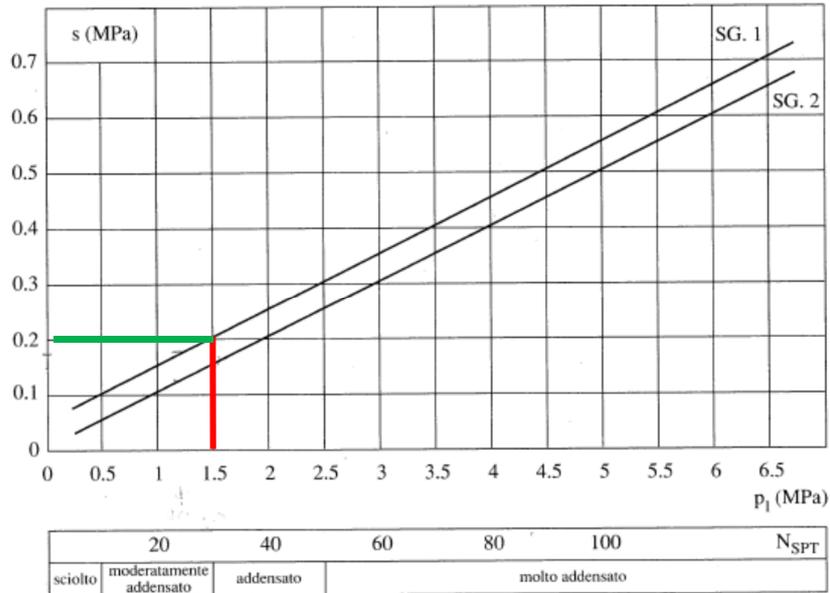
dove:

- $d_s = \alpha d$ con α che è un coefficiente amplificativo e d è il diametro della perforazione;

- L_s è la lunghezza della zona iniettata;
- s è la resistenza tangenziale all'interfaccia tra il terreno e la zona iniettata.

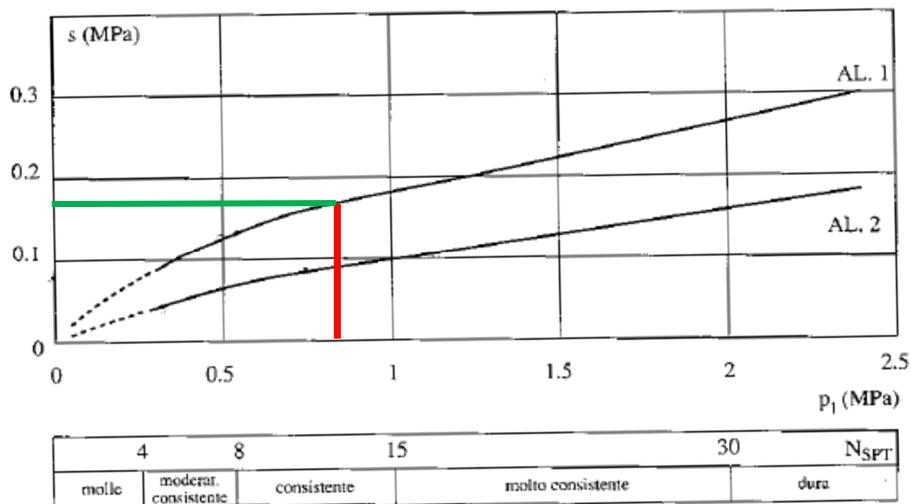
Il valore di s dipende dal valore della pressione limite p_1 che può essere determinata con il pressimetro o con le prove SPT; i due valori, nel caso rispettivamente di sabbie e argille, sono legati dalle rette SG.1 e AL.1 riportate nei seguenti grafici.

Sabbie e ghiaie:



Si assume $s = 0,20 \text{ MPa} = 200 \text{ KPa}$

Argille e limi:



Si assume $s = 0,18 \text{ MPa} = 180 \text{ KPa}$

Per quanto riguarda la resistenza alla punta P generalmente viene considerata pari al 15% della resistenza laterale S ; in questo caso, tenendo conto dei coefficienti γ_R relativi alla portanza alla punta e alla portanza laterale in fase di esecuzione delle verifiche, si arriverà a determinare un contributo pari al 12,8%.

La resistenza laterale e alla punta dei micropali è quindi pari a:

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d_s \cdot L_s \cdot s$$

$$S = \pi d_s \cdot L_s \cdot s = \pi \cdot (1,8 \cdot 0,16) \cdot 5 \cdot 180 = 814,3 \text{ kN}$$

$$P = 0,128 \cdot S = 104,2 \text{ kN}$$

In caso di sollecitazioni di compressione la portanza dei micropali sarà data dalla somma dei due contributi, quindi:

$$Q_{lim} = P + S = 104,2 + 814,3 = 918,5 \text{ kN}$$

Mentre nel caso di sollecitazioni di trazione sarà data dalla sola resistenza laterale e cioè:

$$Q_{lim} = S = 814,3 \text{ kN}$$

Carico limite di sfilamento del micropalo (GEO)

Il contributo resistente che entra in gioco è la resistenza laterale del micropalo, pertanto:

$$\frac{Q_{lim}}{\gamma_{s,traz} \cdot \xi} = \frac{814,3}{1,25 \cdot 1,45} = 449,3 \text{ kN}$$

Carico limite per azioni assiali di compressione (GEO)

I contributi resistenti che entrano in gioco sono la portata laterale e quella alla punta del micropalo.

$$\frac{Q_{lim}}{\gamma_b \cdot \xi} = \frac{918,5}{1,15 \cdot 1,45} = 550,8 \text{ kN} > E_d = 232,4 \text{ kN}$$

Resistenza strutturale del micropalo (STR)

La resistenza strutturale di ciascun micropalo è definita al punto 4.2.4.1.2 delle NTC ed è data da:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{\left(\frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4}\right) \cdot f_{yk}}{1,05}$$

considerando tubo $\phi = 121 \text{ mm}$, $s = 6,3 \text{ mm}$ acciaio "S 355 H"

$$N_{t,Rd} = \frac{\left(\frac{\pi \cdot 121^2}{4} - \frac{\pi \cdot 108,4^2}{4}\right) \cdot 355}{1,05} = 767,53 \text{ kN} > E_d = 232,4 \text{ kN}$$

5.2 Fondazioni vasca di decantazione

5.2.1 Verifica di stabilità al sollevamento (UPL)

Durante le fasi di manutenzione o di pulizia della vasca, si verifica la condizione di vuotamento della stessa e ciò comporta una spinta idrostatica dal fondo che determina il rischio di sollevamento.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d).

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella tabella sotto.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_R)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1$$

G1= peso proprio della struttura;

G2= carico permanente non strutturale;

Q1= carico accidentale.

La forza instabilizzante $Q_{inst,d}$ dovuta alla spinta idrostatica dell'acqua è pari a:

$$V_{inst,d} = (A_{zattera} \cdot \gamma_w \cdot h_w) \cdot \gamma_{Qi} = \left(6,8 \times 6 \text{ m}^2 \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4,1 \text{ m}\right) \cdot 1,5 = 2509 \text{ kN}$$

La forza stabilizzante dovuta al peso proprio della vasca è pari a:

$$G_{inst,d} = ((V_{zattera} + V_{parete}) \cdot \gamma_{cls}) \cdot \gamma_{G1} = \left((20,4 \text{ m}^3 + 33,3 \text{ m}^3) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) \cdot 0,9 = 1208 \text{ kN}$$

Risulta quindi

$$G_{inst,d} - V_{inst,d} = 1301 \text{ kN} > 0$$

La verifica non risulta soddisfatta al sollevamento per il solo peso proprio e per questo motivo vengono inseriti 6 micropali che subiscono una sollecitazione di 217 kN.

5.2.2 Verifica dei micropali

5.2.2.1 Verifica di portanza geotecnica

Per il dimensionamento geotecnico deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove :

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di tale condizione è condotta secondo la combinazione A1+M1+R3 dell'Approccio 2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 5.1.V, 6.2.II e 6.4.II del D.M. 14.01.2008. In fase sismica in coefficienti parziali sulle azioni si considerano unitari.

Si determina con metodo analitico il valore medio e minimo delle resistenze $R_{c,cal}$ ottenute dal calcolo (resistenza di calcolo utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno dedotti dai risultati di prove in situ e/o di laboratorio); il valore della resistenza caratteristica $R_{c,k}$ si ottiene dalla seguente condizione, tenendo conto del numero di profili d'indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

I coefficienti parziali di sicurezza M1 sui valori caratteristici della resistenza del terreno sono tutti unitari. La resistenza di progetto è definita come:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

dove :

- $R_{a,k}$ è il valore della resistenza caratteristica;
- γ_R rappresenta il coefficiente parziale da applicare alla resistenza.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

La lunghezza dei micropali, come indicato in dettaglio nelle tavole progettuali, è prevista almeno pari a 6,00 m. Di conseguenza si può condurre la verifica di portanza geotecnica facendo riferimento al micropalo maggiormente sollecitato.

La massima forza di trazione è pari a $N_{Ed} = 217$ kN.

La resistenza caratteristica del micropalo è dunque calcolata come (Bustamante-Doix):

$$N_{Rk} = \alpha \times \pi \times d \times s \times L_s / \xi_3$$

dove:

- α è un coefficiente maggiorativo del diametro del foro posto pari a 1,1;
- s è la tensione tangenziale resistente assunta pari a 0,15 MPa;
- d è il diametro della perforazione, pari a 160 mm;
- L_s è la lunghezza del bulbo di ancoraggio iniettato, pari a 6000 mm;
- ξ_3 è il coefficiente di correlazione funzione dalle verticali, assunto pari a 1,65.

Si ottiene la seguente resistenza caratteristica:

$$N_{Rk} = 1,1 \times \pi \times 160 \times 0,20 \times 6000 / 1,65 = 401,6 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto quindi vale:

$$N_{Rd} = N_{Rk} / \gamma_R = 401,6 / 1,25 = 321,3 \text{ kN}$$

dove:

γ_{st} è il coefficiente parziale di sicurezza assunto pari a 1,25.

La verifica di portanza è pertanto soddisfatta, essendo:

$$N_{Rd} = 321,3 \text{ kN} > N_{Ed} = 217 \text{ kN}$$

5.2.2.2 Verifica di resistenza del profilo tubolare

La massima forza di trazione è pari a $N_{Ed} = 217 \text{ kN}$.

Verifica delle sezioni tubolari circolari a spessore costante			
Verifica delle sezioni di acciaio di classe 1,2 e 3			
Tab. 4,2,III D.M. 2008			
Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse			
Tensione di snervamento f_{yk}	=	355	[MPa]
diametro.....	=	101,6	[mm]
spessore.....	=	8	[mm]
rapporto diametro/spessore.....	=	12,7	
Sezione tubolare di.....	=	classe 1	
Definizione della sezione.....	=	sez. compatta	
Caratteristiche geometriche sezione			
Area della sezione tubolare a spessore cost	=	2352	[mm ²]
Modulo di resistenza W.....	=	51083	[mm ³]
Momento d'inerzia.....	=	2595007	[mm ⁴]
Sezioni cave e tubi con s uniforme AV.....	=	1497	[mm ²]
Modulo di resistenza plastico W_{pl}	=	70258	[mm ³]
Coeff di sicurezza per resistenza g_{M0}	=	1,05	
Coeff di sicurezza per instabilità g_{M1}	=	1,10	
Coeff di sicurezza per frattura g_{M2}	=	1,25	
Caratteristiche delle azioni interne			
Momento flettente MED.....	=	0,0	[kNm]
Taglio VED.....	=	0,0	[kN]
Sforzo assiale NED (>0, compressione).....	=	-217,0	[kN]
Resistenza di calcolo a taglio V_c, R_d	=	292	[kN]
Resistenza a taglio impiegata.....	=	0%	[%]
Interazione del taglio.....	=	trascurabile	
Coeff. d'interazione V-M: r.....	=	-	
Tensione di snervamento ridotta (1-r) f_{yk} ..	=	-	
VERIFICHE TENSIONALI			
Tensione normale per Flessione.....	=	0	[MPa]
Tensione normale per Sforzo Assiale.....	=	92,3	[MPa]
Tensione tangenziale per Taglio.....	=	0	[MPa]
Tensioni ideali di Von Mises.....	=	92,3	[MPa]
Tensione di riferimento f_{yk}/g_{M0}	=	338,1	[MPa]
Verifica tensionale	=	soddisfatta	
VERIFICHE PLASTICHE			
Ok			
Sforzo assiale plastico resistente N_{pl}, R_d ..	=	795	[kN]
Momento plastico resistente M_{pl}, R_d	=	24	[kNm]
Taglio plastico resistente V_c, R_d	=	292	[kN]
Verifica sforzo assiale.....	=	0,27	< 1,0 OK
Verifica flessione.....	=	-	< 1,0 OK
Verifica taglio.....	=	-	< 1,0 OK
Verifica interazione M - T	=	-	< 1,0 OK
Verifica a pressoflessione.....	=	-	< 1,0 OK
Verifica interazione M - T - N	=	-	< 1,0 OK

RECUPERO DEL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA MOLE VANVITELLIANA

VERIFICA MANIGLIE DI TESTATA DEL MICROPALO - trazione							
VERIFICA RESISTENZA DELLE BARRE							
Diametro barra singola (maniglia)	Dbarra	12	mm				
Area della barra singola (maniglie)	A	113	mm ²				
Nr barre	nr	5					
Forza di trazione o compressione sul micropalo	F	217	kN				
	h _{micropal}						
Altezza di ammorsamento del micropalo	o	400	mm				
	D _{micropal}	101,					
Diametro del micropalo	o	6	mm				
Lunghezza barra a contatto con il micropalo	ll	60	mm				
	A _{a, microp}	1204					
Superficie di aderenza micropalo	a _{lo}	10	mm ²				
Tensione di aderenza barre lisce	f _{bd}	1,15	N/mm ²				
Percentuale tensione di aderenza mobilitata	p	0	%				
<u>PRIMO MECCANISMO RESISTENTE</u> : Forza resistente di aderenza micropalo-cls							
Forza RESIDUA	F _{1r}	0	kN				
Lato del piatto di forma quadrata	F _{1s}	217	kN				
Percentuale tensione di calcestruzzo mobilitata	Lp	160	mm				
	p	0	%				
<u>SECONDO MECCANISMO RESISTENTE</u> : Forza resistente dovuto al piatto di testata							
Forza RESIDUA	F _{2r}	0	kN				
	F _{2s}	217	kN				
		100,					
Percentuale forza di trazione da assegnare alle barre	p	0	%				
<u>TERZO MECCANISMO RESISTENTE</u> : Forza di trazione sul singolo tratto di barra							
Tensione sulla singola barra	F _s	21,7	kN				
	f _s	192	N/m ²	<	391	N/mm ²	OK
VERIFICA SALDATURA							
Forza di trazione sul singolo tratto di barra	F _s	21,7	kN				
Lunghezza saldatura	ls	60	mm				
Altezza sezione di gola	a	3	mm				
Tensione tangenziale parallela	t	60	N/m ²	<	248,	N/mm ²	OK
					5		
VERIFICA ADERENZA DELLE BARRE							
Diametro barra (maniglia)	F	12	mm				
Area della barra singola (maniglie)	A	113	mm ²				
Resistenza cubica caratteristica a compressione cls	R _{ck}	45	N/mm ²				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione cls	f _{ck}	37,4	N/mm ²				
Resistenza media a trazione semplice	f _{ctm}	3,35	N/mm ²				
Resistenza caratteristica a trazione semplice	f _{ctk5%}	2,35	N/mm ²				
Fattore parziale di sicurezza	g _c	1,5					
Parametro aderenza	h	1					
Resistenza di progetto a trazione	f _{bk}	5,28					
Resistenza tangenziale di aderenza	f _{bd}	3,52					
Forza totale di trazione sulla singola maniglia	F _m	43	kN				
Lunghezza di ancoraggio (lunghezza totale singola barra)	l _{tot}	480	mm				
Lunghezza barra a contatto con il palo	l ₁	60	mm				
	A _{a,manico}	1582					
Superficie di aderenza maniglia	t _{to}	6	mm ²				
Forza resistente	F _{t,Rd}	56	kN				
Esito verifica aderenza		0,78		<	1		OK