

FONDO EUROPEO DI SVILUPPO REGIONALE BASILICATA



MATERA 2019 CAPITALE EUROPEA DELLA CULTURA



COMMITTENTE



Ferrovie Appulo Lucane

FERROVIE APPULO LUCANE
Corso Italia nr. 8
70123 Bari

STAZIONE MATERA CENTRALE

RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA ED ADEGUAMENTO TECNOLOGICO

PROGETTO ARCHITETTONICO



PROGETTO STRUTTURE



SCE Project
viale Sarca, 336/f
20126 Milano
t +39 0270006530
f +39 0271091187

PROGETTO IMPIANTI



ESA Engeneering
Foro Buonaparte 76
20121 Milano
t +39 0289151638
f +39 0559029994

COST ANALYSIS



emissione 16.04.2018

livello

PROGETTO ESECUTIVO

elaborato

STATO DI PROGETTO RELAZIONE DI CALCOLO

commessa

A - MTR

scalar

formato

- 4 -

III. tavola

PE_S 10 100

1806 – Matera S. Centrale

Relazione di calcolo

| Commessa: 1806 | | | | | |
|---|-----------|-------------|--|-----------|--------------|
| Codice Documento: 1806 Relazione di calcolo.docx | | | Nome File: 1806 Relazione di calcolo.docx | | |
| | | | | | |
| Emissione | Data | Descrizione | Redatto | Controllo | Approvazione |
| 0 | Apr. 2018 | | | | |
| A | | | | | |
| B | | | | | |
| C | | | | | |

INDICE

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | INTRODUZIONE..... | 4 |
| 1.1 | ESCRIZIONE DELLE STRUTTURE | 5 |
| 1.1.1 | CARATTERISTICHE GENERALI | 5 |
| 1.1.2 | CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE DELL'EDIFICIO..... | 13 |
| 1.1.3 | LIVELLI DI CONFIDENZA E FATTORI DI CONOSCENZA | 14 |
| 2 | NORMATIVE E RIFERIMENTI DI PROGETTO | 16 |
| 2.1 | NOTE GENERALI..... | 16 |
| 2.2 | NORMATIVA NAZIONALE | 16 |
| 2.3 | NORMATIVA INTERNAZIONALE | 17 |
| 2.4 | RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA | 17 |
| 3 | CRITERI DI PROGETTAZIONE..... | 18 |
| 3.1 | VERIFICA DELLE STRUTTURE..... | 18 |
| 3.2 | STATI LIMITE ULTIMI (SLU) | 18 |
| 3.3 | STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)..... | 18 |
| 3.4 | VITA NOMINALE..... | 18 |
| 3.5 | CLASSE D'USO..... | 19 |
| 3.6 | DURABILITÀ'..... | 19 |
| 3.7 | RESISTENZA AL FUOCO | 19 |
| 3.8 | COMBINAZIONI DI CARICO | 20 |
| 4 | MATERIALI | 21 |
| 4.1 | CALCESTRUZZO ESISTENTE | 21 |
| 4.2 | ACCIAIO PER STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTI..... | 22 |
| 4.3 | CALCESTRUZZO NUOVE STRUTTURE | 22 |
| 4.4 | ACCIAIO PER NUOVE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO..... | 24 |
| 4.5 | ACCIAIO PER STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA..... | 24 |
| 4.6 | ACCIAIO PER PIOLI..... | 25 |
| 5 | CARICHI | 26 |
| 5.1 | CARICHI VERTICALI..... | 26 |
| 5.1.1 | PESI PROPRI DELLE STRUTTURE (G1) | 26 |
| 5.1.2 | CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2) E ACCIDENTALI (Q) | 26 |
| 5.1.3 | CARICO NEVE..... | 28 |
| 5.2 | CARICHI ORIZZONTALI..... | 29 |
| 5.2.1 | AZIONE DEL VENTO..... | 29 |
| 5.2.2 | AZIONE SISMICA | 31 |
| 5.2.3 | SPINTA DEL TERRENO..... | 33 |
| 5.3 | CARICO ECCEZIONALE DA URTO FERROVIARIO | 33 |
| 6 | CRITERI PER ANALISI SISMICA | 34 |
| 6.1 | FATTORE DI STRUTTURA..... | 34 |
| 6.2 | CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO..... | 34 |
| 6.3 | SPETTRO DI PROGETTO..... | 35 |
| 7 | STRATEGIE DI INTERVENTO | 36 |
| 7.1 | INQUADRAMENTO GENERALE | 36 |

| | |
|---|------------|
| 8 VERIFICHE | 37 |
| 8.1 VERIFICHE DELL'INTERRATO | 37 |
| 8.1.1 SOFTWARE | 37 |
| 8.1.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO | 38 |
| 8.1.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI | 39 |
| 8.1.4 VERIFICA A SLV – PRESSIONE SUL TERRENO | 40 |
| 8.1.5 VERIFICA A SLV – FONDAZIONE ESISTENTE | 41 |
| 8.1.6 VERIFICA A SLV – FONDAZIONE NUOVA | 48 |
| 8.1.7 VERIFICA A SLU E SLV – SOLETTONE ESISTENTE | 54 |
| 8.1.8 VERIFICA A SLU E SLV – MURI DEL TUNNEL (SPESSORE 70 CM) | 60 |
| 8.1.9 VERIFICA A SLU E SLV – MURI DEGLI INTERRATI (SPESSORE 40 CM) | 66 |
| 8.1.10 VERIFICA A SLV – SETTI | 71 |
| 8.1 VERIFICHE DELLA SCALA DI EMERGENZA | 77 |
| 8.1.1 SOFTWARE | 77 |
| 8.1.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO | 78 |
| 8.1.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI | 79 |
| 8.1.4 VERIFICA A SLV – FLESSIONE DEL MURO CONTROTERRA DA 40 CM | 80 |
| 8.1.5 VERIFICA A SLV – TRAZIONE SETTO DA 40 CM | 81 |
| 8.1.6 VERIFICA A SLV – TAGLIO SETTO DA 40 CM | 82 |
| 8.2 VERIFICHE DELLA STAZIONE FUORI TERRA | 83 |
| 8.2.1 SOFTWARE | 83 |
| 8.2.2 DESCRIZIONE DEI MODELLI | 84 |
| 8.2.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI | 84 |
| 8.2.4 VERIFICA A SLE – MASSIMO ABBASSAMENTO U3 | 87 |
| 8.2.5 VERIFICA A SLU – FLESSIONE NELLE TRAVI | 88 |
| 8.2.6 VERIFICA A SLV – SETTI | 90 |
| 8.2.7 VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA | 99 |
| 8.3 VERIFICHE DELLA PENSILINA | 101 |
| 8.3.1 SOFTWARE | 101 |
| 8.3.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO | 102 |
| 8.3.3 ANALISI MODALE | 103 |
| 8.3.4 DEFORMATE SISMICHE | 107 |
| 8.3.5 VERIFICA A SLE – MASSIMO ABBASSAMENTO VERTICALE | 109 |
| 8.3.6 VERIFICA A SLU – TRAVE PRINCIPALE REALIZZATA CON PIATTI SALDATI | 109 |
| 8.3.7 VERIFICA A SLU – COLONNA TUBOLARE | 110 |
| 8.4 PASSERELLE IN CARPENTERIA METALLICA | 115 |
| 8.4.1 SOFTWARE | 115 |
| 8.4.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO | 115 |
| 8.4.3 VERIFICHE SLE – DEFORMATA IN COMBINAZIONE RARA | 116 |
| 8.4.4 VERIFICHE SLU DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI | 116 |

1 INTRODUZIONE

Il progetto generale di riqualificazione della stazione centrale di Matera include interventi sia al livello interrato che fuori terra nel tunnel centrale e interventi nel tunnel esterno in direzione Matera sud.

Nell'interrato del tunnel principale si prevede: la riqualificazione e l'ampliamento dell'interrato, la rimozione del binario morto, l'allargamento della banchina, il getto di una soletta in calcestruzzo a collegamento dei muri del tunnel principale, il consolidamento strutturale dei muri in c.a. esistenti

Fuori terra si prevede: la demolizione delle strutture esistenti (stazione e scale di emergenza), la costruzione della nuova stazione, la demolizione di parte del solaio esistente del tunnel, la costruzione di una copertura metallica al di sopra di tale foro.

Nel tunnel esterno in direzione Matera sud si prevede la demolizione del muro contro terra esistente di raccordo al cambio di sezione e ivi la realizzazione di un vano scala con scale di emergenza.

1.1 ESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

1.1.1 CARATTERISTICHE GENERALI

La stazione centrale di Matera è sita nella zona centrale della città ed è compresa tra viale Aldo Moro e via Giacomo Matteotti.

La struttura fuori terra si presenta come un parallelepipedo a base rettangolare 30x8 m, per un'area complessiva di circa 180 mq.

L'interrato è costituito da: un tunnel di lunghezza di circa 93 m e luce 12 m, due vani scala, un blocco adibito ai locali tecnici accorpato a uno dei due vani. Il tunnel è costituito da un portale estruso con muri contro terra da spessore di 70 cm e un solettone in CA alleggerito di spessore complessivo pari a 1 m. I travetti di tale solaio sono orditi in direzione ortogonale al tunnel e da progetto hanno un interasse di 100 cm, tuttavia le indagini in situ hanno messo in luce una discrepanza su tale passo, che risulta essere variabile tra i 104 e i 105 cm. Le piante del piano interrato e del fuori terra allo stato di fatto sono riportate nelle figure che seguono (Fig. 1 e 2).

Le strutture esistenti sono realizzate in cemento armato; il progetto prevede l'impiego sia del cemento armato, che dell'acciaio e del vetro per la realizzazione della copertura.

Il progetto prevede la demolizione del blocco fuori terra esistente e la realizzazione di una nuova stazione a pianta rettangolare di dimensioni 40x12.5 m (per un'area complessiva di circa 500 mq) e altezza di circa 7.2 m, diametralmente opposta al tunnel rispetto a quella esistente (lato binario morto).

Si prevede la demolizione di parte del solettone alveolare per realizzare un foro di sezione rettangolare di dimensioni 39.5x10.5 m. All'interno del foro si sviluppa la struttura metallica che ha le fondazioni alla quota dei binari e si sviluppa sin fuori terra, raggiungendo un'altezza massima variabile tra 11.5 e 11.8 m. La struttura metallica porta una copertura in vetro di dimensioni 40x33 m per un'area complessiva di circa 1 440 mq.

All'interrato si conserva il vano scale lato binario in funzione, mentre si prevede nella zona opposta rispetto al tunnel la realizzazione di un vano ascensori e l'ampliamento dei locali in direzione Bari. Per entrambi i vani è prevista la demolizione e il rifacimento delle scale. Gli elementi strutturali esistenti vengono ove possibile conservati: al fine di garantire un corretto comportamento della struttura sotto l'azione sismica, si prevede di rafforzare i setti esistenti (diretti ortogonalmente al tunnel) introducendo ferri aggiuntivi lateralmente e applicando uno strato aggiuntivo di Spritz beton.

All'interrato si prevede l'ampliamento della banchina con rimozione del binario morto e il getto di una soletta in CA di collegamento tra i muri del tunnel, per tutta la lunghezza del tunnel centrale.

Si prevede di alzare il livello del solaio dei locali tecnici lato binario in funzione fino al livello della quota zero.

Alla quota zero vengono inserite due passerelle metalliche che sormontano il foro centrale.

Le piante del piano interrato e del fuori terra allo stato di progetto sono riportate nelle figure che seguono (Fig. 3,4).

Il tunnel ferroviario continua in direzione Bari e direzione Matera sud modificando la propria geometria: si passa dal portale estruso a una struttura scatolare. Alle estremità sono presenti giunti strutturali che permettono di considerare il tunnel interessato dall'intervento indipendente dai due adiacenti.

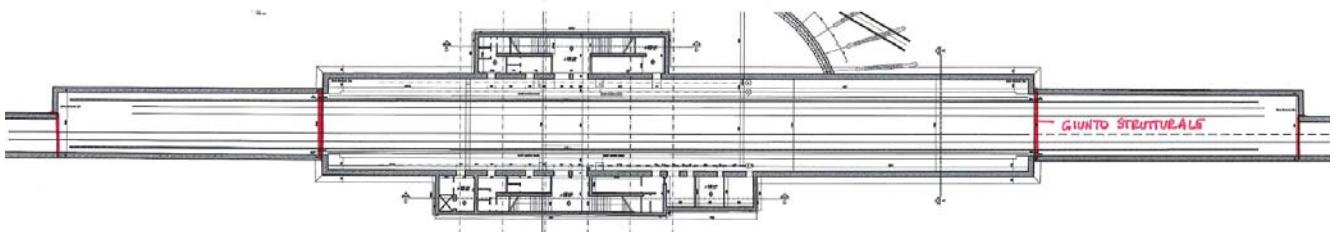


Figura 1-1 - Pianta dell'interrato: giunti strutturali in evidenza

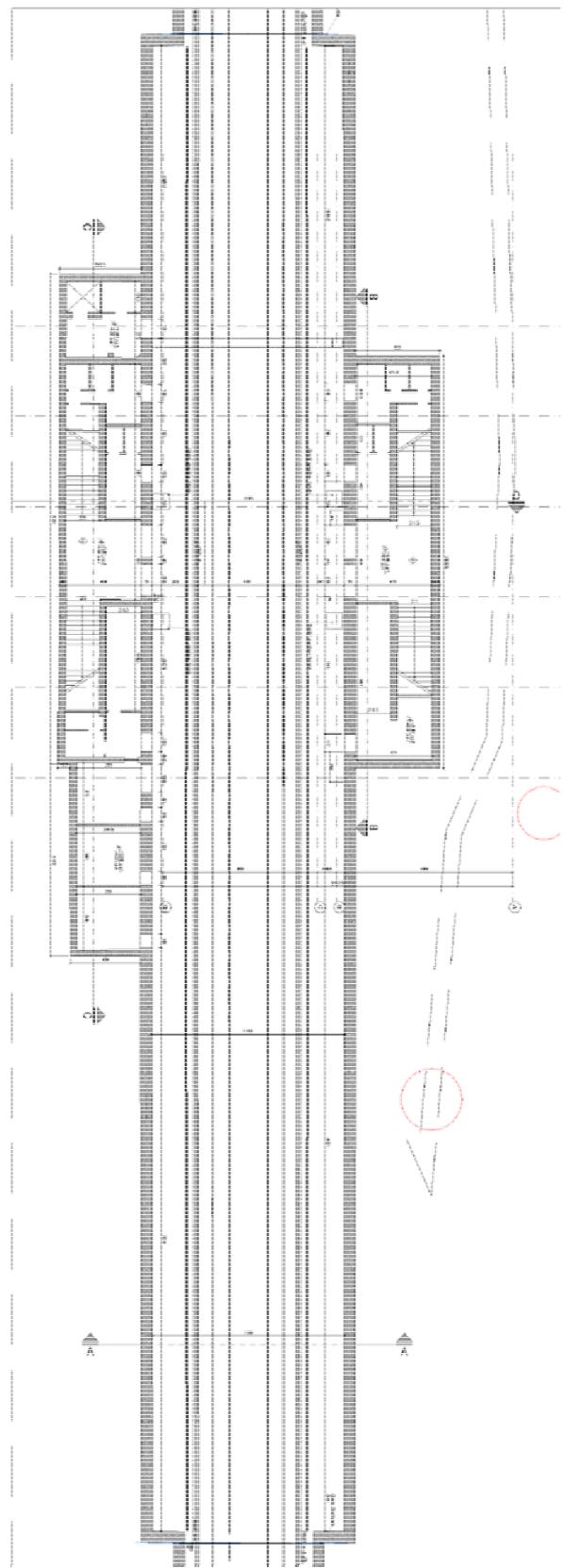


Figura 1-2 - Pianta dell'interrato – Stato di fatto

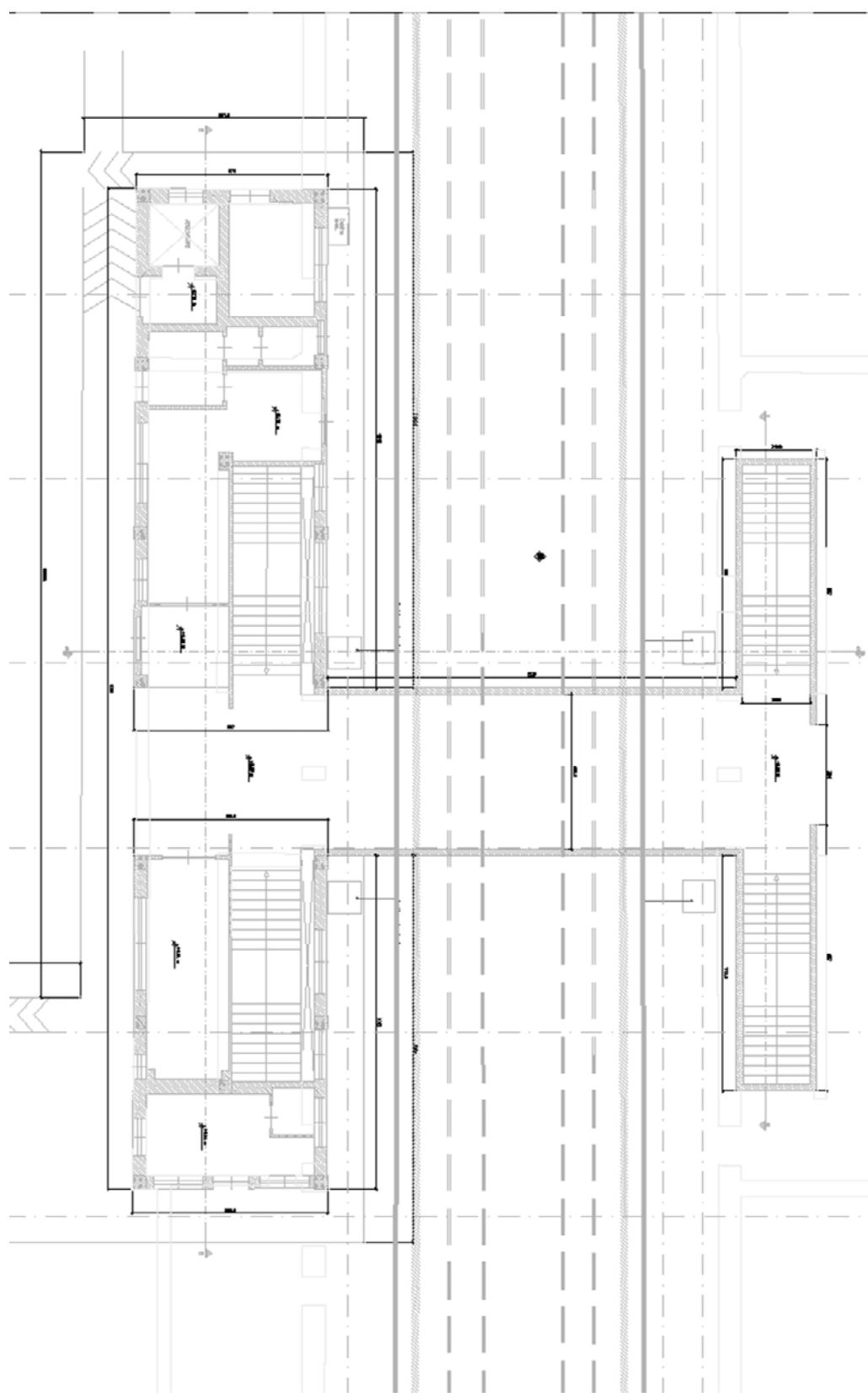


Figura 1-3 - Pianta del fuori terra – Stato di fatto

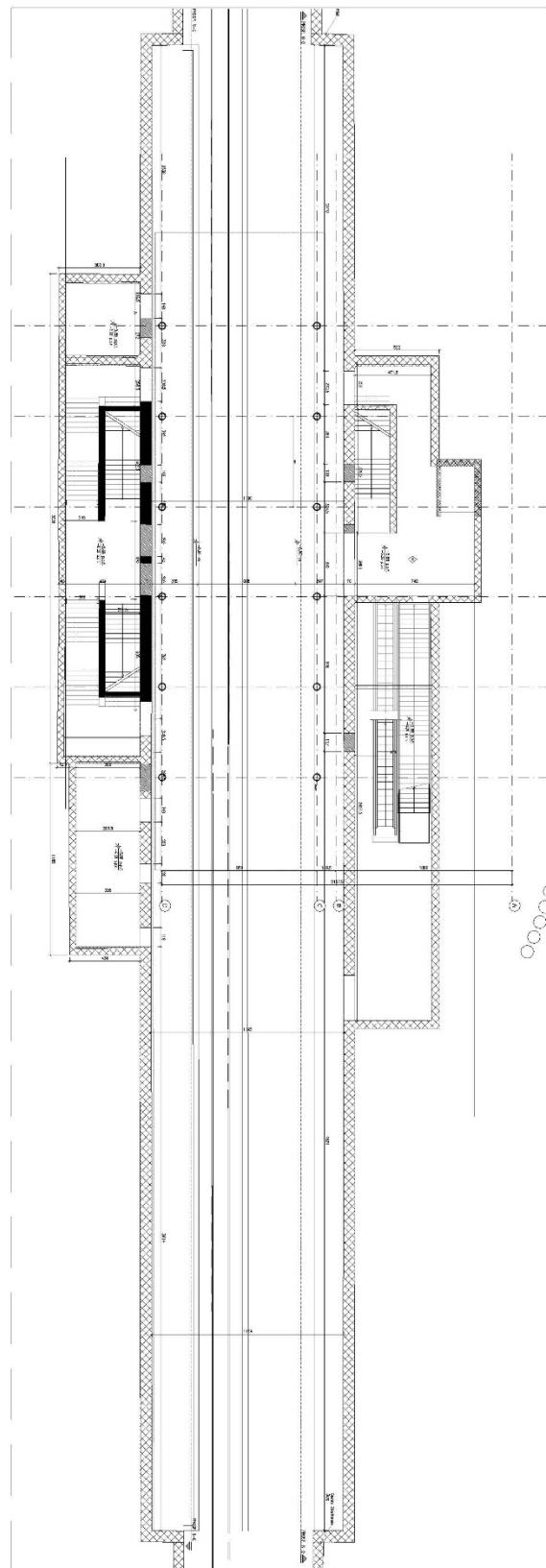


Figura 1-4 - Pianta interrato - stato di progetto

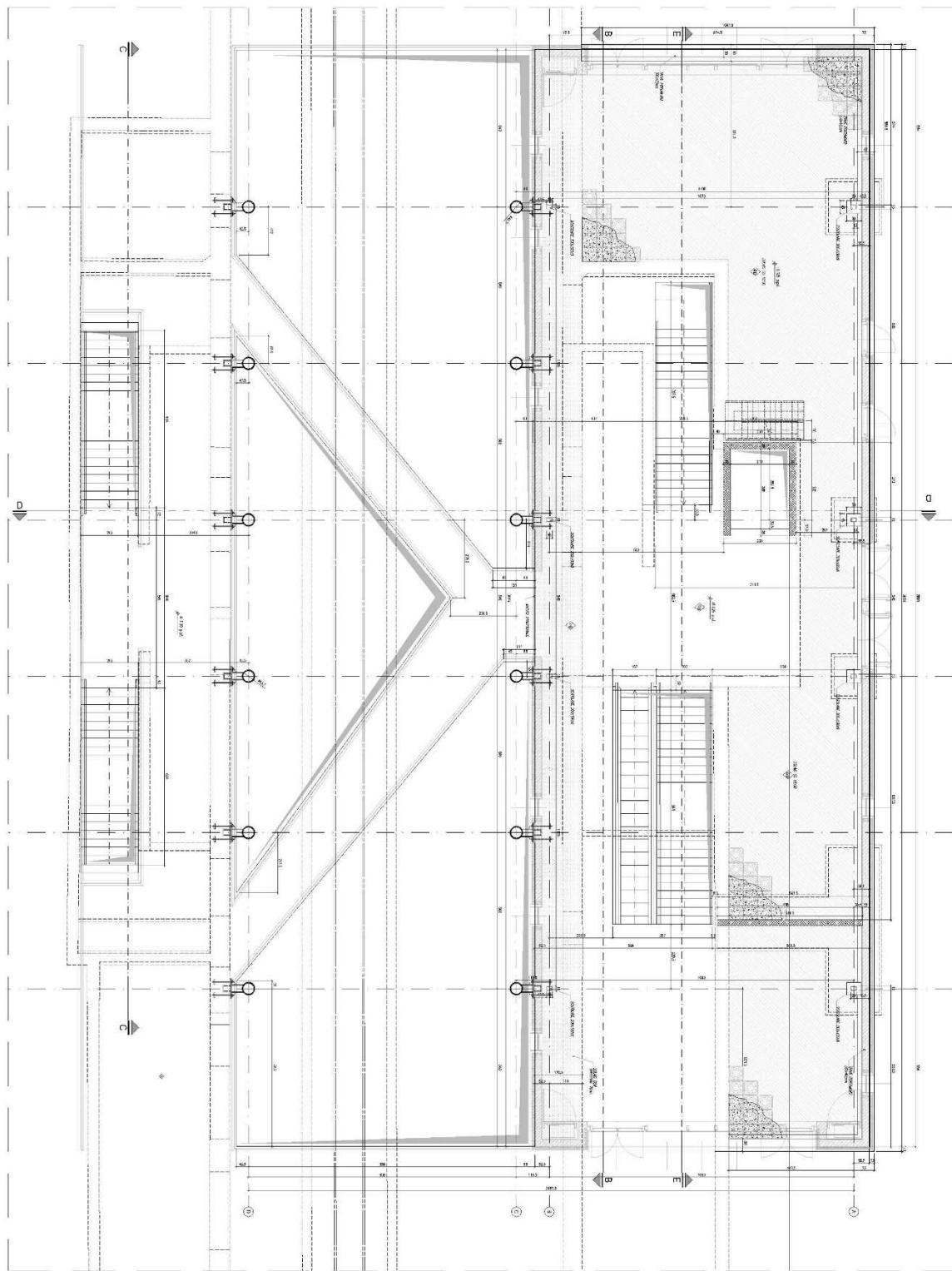


Figura 1-5 - Pianta fuori terra - Stato di progetto

Si riportano di seguito le immagini relative alla sezione CC allo stato di fatto e allo stato di progetto:

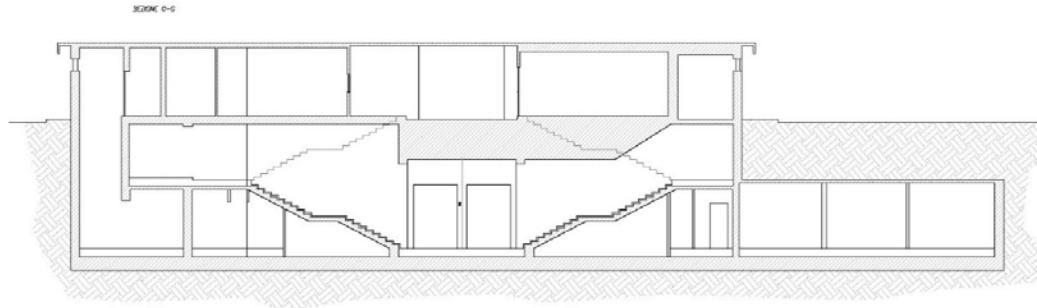


Figura 1-6 - Sezione CC - stato di fatto

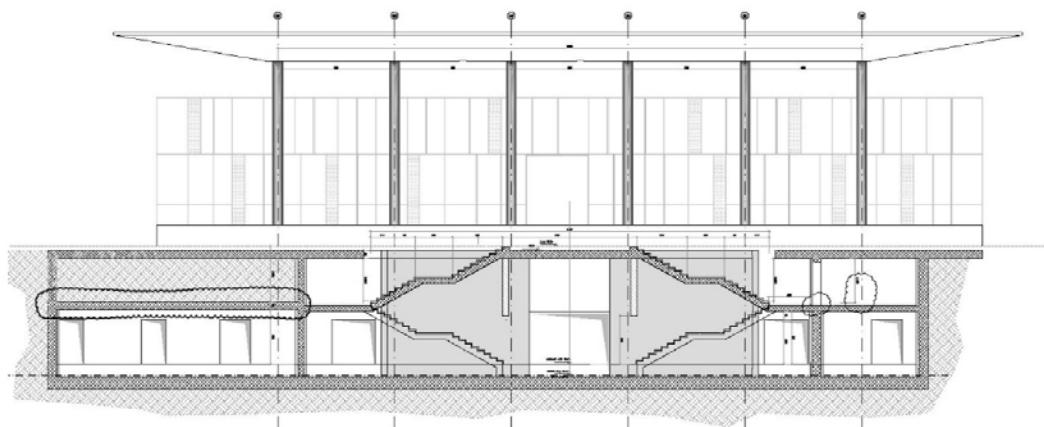


Figura 1-7 - Sezione CC - stato di progetto

Si riportano di seguito le immagini relative alla sezione DD allo stato di fatto e della sezione AA:

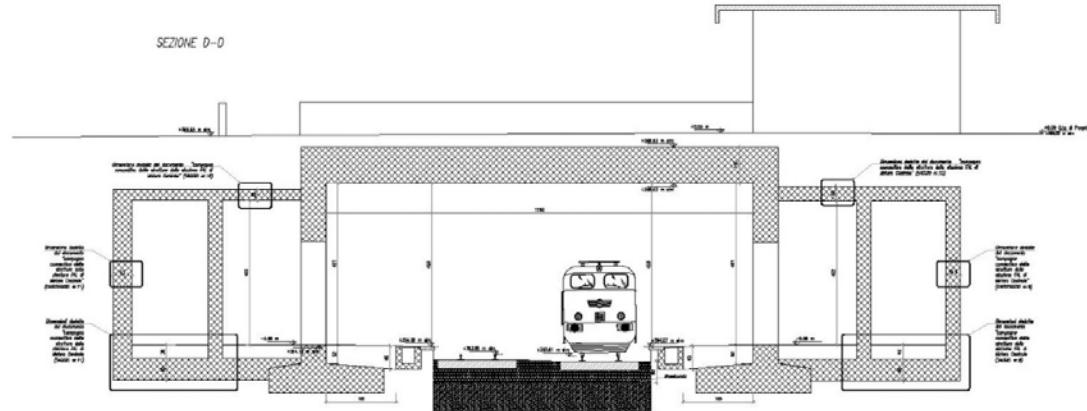


Figura 1-8 - Sezione DD - Stato di fatto

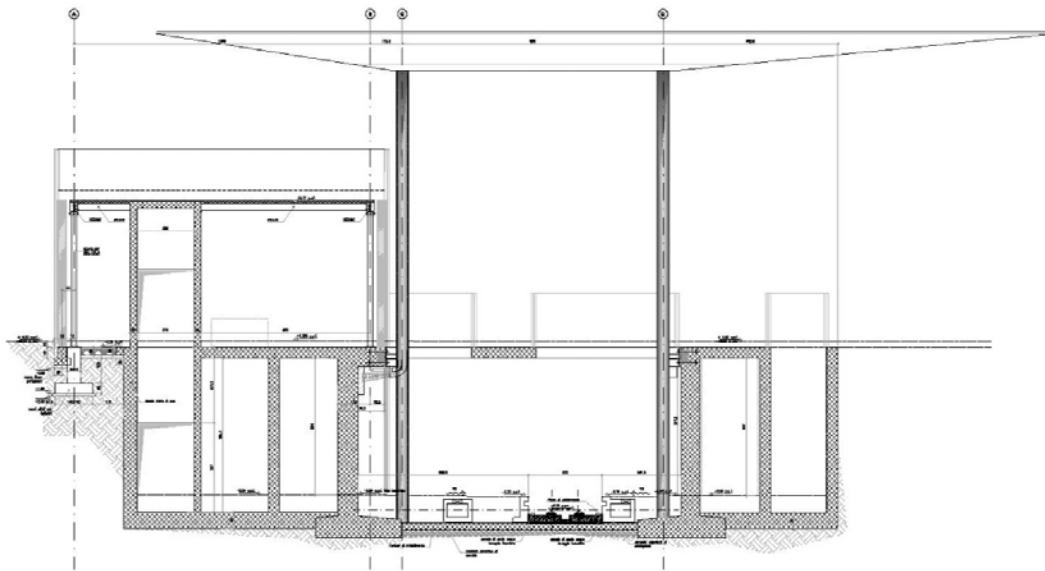


Figura 1-9 - Sezione DD - Stato di progetto

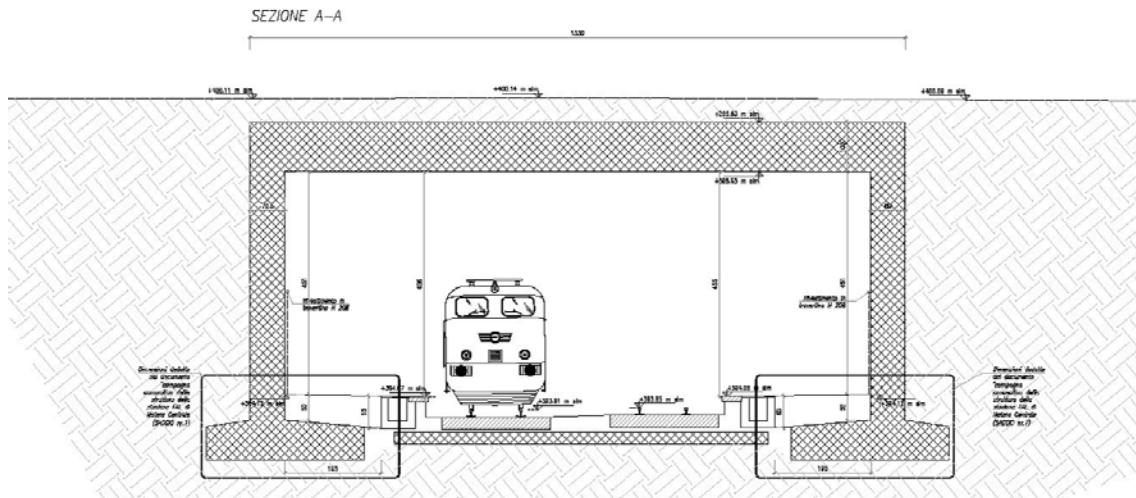


Figura 1-10 - Sezione AA - Stato di fatto

Di seguito si riporta un'immagine del prospetto della stazione in cui sono evidenziati in azzurro i giunti strutturali tra i diversi tunnel.

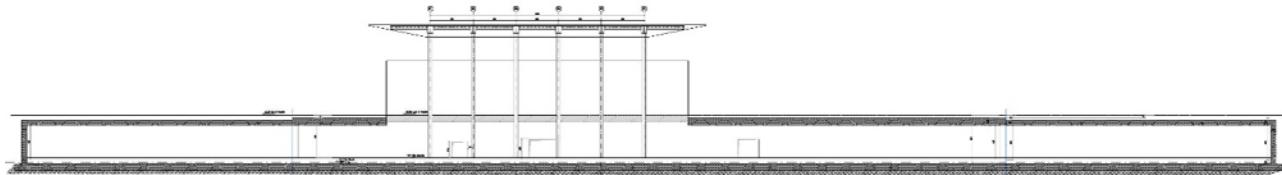


Figura 1-11 - Prospetto Nord-Ovest

1.1.2 CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE DELL'EDIFICIO

Sono state eseguite delle indagini in situ e degli esami di laboratorio volti a definire gli elementi strutturali principali dell'edificio e le resistenze caratteristiche dei materiali e costituenti tali elementi.

In particolare, si fa riferimento ai seguenti documenti:

- [1] FAL-Matera-SAGGI - "Campagna conoscitiva delle strutture della stazione FAL di Matera centrale" a cura dell'Ing. P. Ciammarusti dello studio C.N.C. di Bari di marzo 2018.
- [2] Rapporto di prova DS05/18 febbraio 2018 a cura di Geotest s.r.l.
- [3] Rapporto di prova DS11/18 marzo 2018 a cura di Geotest s.r.l.

In particolare, le analisi si sono concentrate sull'indagine dell'effettiva armatura predisposta all'interno di muri e solaio alleggerito di copertura del tunnel, in raffronto a quanto prescritto dai disegni originali.

Le indagini hanno permesso di definire la presenza dell'armatura longitudinale e trasversale e di caratterizzare le proprietà dell'acciaio e del CLS impiegato.

1.1.3 LIVELLI DI CONFIDENZA E FATTORI DI CONOSCENZA

La conoscenza della costruzione esistente è di fondamentale importanza ai fini della costruzione di un modello di calcolo che ne consenta un'adeguata analisi. Tale conoscenza viene conseguita con diversi livelli di approfondimento in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storico-critica e delle indagini sperimentali eseguite.

In accordo con quanto disposto al punto 8.5.4 delle NTC2018, sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive della struttura, si definiscono i livelli di conoscenza di quest'ultima e di conseguenza i fattori di confidenza.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive della costruzione in esame, e dettagliatamente descritti nei precedenti paragrafi, la normativa vigente consente di definire un “livello di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali) e conseguentemente un “fattore di confidenza” da utilizzare come coefficiente parziale di sicurezza funzione della carenza nella conoscenza dei parametri del modello. I fattori di confidenza possono anche essere valutati in modo differenziato per i diversi materiali.

La normativa vigente distingue i seguenti tre livelli di conoscenza e corrispondenti fattori di confidenza:

- Livello di conoscenza LC1 (limitata) con fattore di confidenza FC = 1.35
- Livello di conoscenza LC2 (adeguata) con fattore di confidenza FC = 1.20
- Livello di conoscenza LC3 (accurata) con fattore di confidenza FC = 1.00.

Sulla base delle risultanze di una serie di indagini diagnostiche e strutturali eseguite, riportate nel Rapporti di prova DS05/18 febbraio 2018, DS11/18 marzo 2018, FAL-Matera-SAGGI, le verifiche in situ possono essere considerate estese ed esaustive. Si tratta di verifiche basate su rilievi sistematici di tipo visivo, effettuati ricorrendo a saggi di vario tipo (indagini elettromagnetiche, indagini ultrasoniche, carotaggi, assaggi visivi previa asportazione di intonaci e copriferro), che hanno consentito sia di definire le caratteristiche dei materiali impiegati che di comprendere i dettagli costruttivi relativi alla qualità dei collegamenti tra gli elementi strutturali.

Per conseguire invece un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati, oltre che su verifiche visive in situ, anche su una serie di prove di laboratorio eseguite su campioni di muratura e di calcestruzzo estratti mediante carotaggio, nonché su prove a trazione su barre d'armatura, i cui risultati sono riportati nei Rapporti di Prova sopra elencati.

Il corrispondente fattore di confidenza FC, da utilizzare come ulteriore coefficiente parziale, è pari a 1.00 (rif. Tabella C8A.1.2 della [8]).

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

| Livello di Conoscenza | Geometria (carpenterie) | Dettagli strutturali | Proprietà dei materiali | Metodi di analisi | FC |
|-----------------------|---|--|---|------------------------------------|------|
| LC1 | | Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e limitate verifiche in-situ | Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e limitate prove in-situ | Analisi lineare statica o dinamica | 1.35 |
| LC2 | Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo | Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ | Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ | Tutti | 1.20 |
| LC3 | | Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ | Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ | Tutti | 1.00 |

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI DI PROGETTO

2.1 NOTE GENERALI

Le strutture ed i loro componenti sono progettati secondo i criteri indicati dalle normative vigenti nel territorio nazionale.

Il riferimento a codici di valenza internazionale è adottato in quegli ambiti di progettazione ove si ritiene carente la normativa nazionale, oppure dove essa non riporti indicazioni applicative per l'ottenimento delle prestazioni prescritte.

2.2 NORMATIVA NAZIONALE

Il progetto e le verifiche sono stati eseguiti in accordo con quanto prescritto dal DM 17/01/2018 ("Norme tecniche per le costruzioni").

- L. 5.11.1971, n° 1086 – "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 17/01/2018 - "Norme Tecniche per le costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Direttiva del presidente del consiglio dei ministri 9 febbraio 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008". (GU Serie Generale n.47 del 26-2-2011 - Suppl. Ordinario n. 54);
- CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

2.3 NORMATIVA INTERNAZIONALE

- UNI EN 1990:2004 Eurocodice – “Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”.
- UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1992-1-2:2005 Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-2 – Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”.
- UNI EN 1993-1-1:2004 Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1994-1-2:2001 Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-2 – Regole generali - Progettazione della resistenza all’incendio”.
- UNI EN 1995-1-1:2005 Eurocodice 5 – “Progettazione delle strutture in legno – Parte 1-1 – Regole comuni e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – “Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- D.M. 31 luglio 2012 (G.U. 27 Marzo 2013) “Approvazione delle appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici”;

2.4 RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Per la caratterizzazione del terreno si è fatto riferimento alla seguente relazione:

- Relazione geologica redatta dal Geol. Pepe in data Febbraio 2018
- PE_S_10_101_Relazione geotecnica redatta dall’ing. Umberto Croce

3 CRITERI DI PROGETTAZIONE

3.1 VERIFICA DELLE STRUTTURE

Nel rispetto del D.M. 17.01.2018, per la verifica delle strutture di nuova realizzazione si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

3.2 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi controllati nella progettazione sono:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

3.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio controllati nella progettazione sono:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

3.4 VITA NOMINALE

Per "Vita nominale" di un'opera strutturale V_N si intende il numero (minimo) di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Vita nominale assunta in progetto: $V_N = 50$ anni

1806_Matera S. Centrale
Relazione di calcolo strutturale

3.5 CLASSE D'USO

La classe d'uso della costruzione viene definita in presenza di azioni sismiche, come nel caso in oggetto e serve a classificare la costruzione in relazione alle conseguenze di un collasso o di una interruzione di attività connessa all'evento sismico. La costruzione in esame può essere classificata di classe d'uso III in quanto trattasi di opera infrastrutturale che può assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un evento sismico e il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di vite umane ovvero interruzioni prolungate del traffico, ma non è dichiarata strategica nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza, come confermato dalla Società Committente F.A.L. s.r.l..

Ad ulteriore conferma della correttezza di tale assunto, si fa riferimento al documento “RFI DTC INC SP IFS 001 A del 21/12/2011: Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario”, ove al punto 1.1.2 Classi d'uso sono definite le classi d'uso da attribuire a diverse tipologie di costruzioni. Si evince che solo per le “Grandi Stazioni” è stabilita una classe d'uso IV mentre per le “Opere d'arte del sistema di grande viabilità ferroviaria” è fissata una classe III e per le “Altre opere d'arte” una classe II. Infine si rimanda all'Allegato n. 5 dello stesso documento in cui è riportato l'elenco delle linee e delle tratte ferroviarie definite “strategiche” ai sensi dell'O.P.C.M. 3274/2003.

3.6 DURABILITÀ'

La struttura soddisferà il requisito di durabilità complessiva richiesta durante la sua vita utile. Essa esplicherà le sue funzioni e risulterà idonea all'esercizio, resistente e stabile, senza riduzioni significative della sua funzionalità e senza richiedere manutenzioni eccessive non previste.

3.7 RESISTENZA AL FUOCO

Per quanto concerne le caratteristiche di resistenza al fuoco richieste alle strutture, si rimanda ai valori R/REI per ogni tipologia strutturale indicati nella tavola di progetto “Materiali e prescrizioni”.

I valori si considerano rispettati mediante l'assunzione di adeguati accorgimenti (copriferri, spessori, vernici, placcature).

3.8 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini del dimensionamento si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q_{2f}} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \cdot \psi_{03} Q_3 + \dots$$

Combinazione caratteristica rara (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{03} + \dots$$

Combinazione frequente (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale/sismica:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

| Categoria/Azione variabile | ψ_{0j} | ψ_{1j} | ψ_{2j} |
|---|-------------|-------------|-------------|
| Categoria A Ambienti ad uso residenziale | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria B Uffici | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria D Ambienti ad uso commerciale | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria H Coperture | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota > 1000 m s.l.m.) | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Variazioni termiche | 0,6 | 0,5 | 0,0 |

Fig. 3.1 – Tipologie di carico e relativi coefficienti di combinazione

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO ESISTENTE

Nel rispetto di quanto indicato dalla normativa vigente § C8.7.2.4 della [8] in fase di verifica degli elementi strutturali in c.a. le resistenze medie ottenute dalle prove in situ saranno ridotte del fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza acquisito e del coefficiente di sicurezza del materiale. Le resistenze di calcolo saranno valutate mediante la seguente espressione:

$$fd = fm/FC \quad \text{dove: } FC = 1.00 \text{ (come definito al paragrafo precedente)}$$

La caratterizzazione delle proprietà del CLS è eseguita facendo riferimento all'esito delle prove definite nel Rapporto di prova DS05/18 febbraio 2018 a cura di Geotest s.r.l. e nel Rapporto di prova DS11/18 marzo 2018 a cura di Geotest s.r.l., di cui si riporta un estratto:

| SIGLA | Posizione in opera | Φ | H | H/D | Massa | Massa Volumica | Rcar | Rett. | Tipo |
|-------|-----------------------------|--------|----|-------|-------|-------------------|-------|-------|-------|
| | | mm | mm | | g | N/mm ² | | | rott. |
| | | | | | | kg/m ³ | | | |
| FAL1 | Muro lato binario in marcia | 74 | 77 | 1,04 | 773 | 2.335 | 32,6 | S | 1 |
| FAL2 | Muro lato binario morto | 74 | 77 | 1,04 | 774 | 2.338 | 30,9 | S | 2 |
| C1a | muro | 94 | 94 | 1,00 | 1500 | 2.301 | 42,70 | S | 1 |
| C1b | muro | 94 | 93 | 0,99 | 1482 | 2.297 | 40,12 | S | 1 |
| C2 | muro | 94 | 93 | 0,99 | 1490 | 2.310 | 32,03 | S | 1 |
| C3a | muro | 94 | 93 | 0,99 | 1490 | 2.310 | 42,95 | S | 1 |
| C3b | muro | 94 | 94 | 1,00 | 1501 | 2.302 | 46,21 | S | 1 |
| C4 | muro | 94 | 94 | 1,00 | 1537 | 2.357 | 42,82 | S | 1 |
| C5 | soletta | 94 | 95 | 1,011 | 1560 | 2367 | 42,16 | S | 1 |
| C6a | soletta | 94 | 93 | 0,989 | 1481 | 2296 | 34,45 | S | 1 |
| C6b | soletta | 94 | 93 | 0,989 | 1499 | 2324 | 35,01 | S | 1 |
| C7 | soletta | 94 | 94 | 1,00 | 1509 | 2.314 | 37,07 | S | 1 |

Figura 4-1 - Risultati prove CLS strutture fuori terra

| SIGLA | Posizione in opera | Φ | H | H/D | Massa | Massa Volumica | Rcar | Rett. | Tipo |
|-------|--------------------|--------|------|------|-------|-------------------|------|-------|-------|
| | | mm | mm | | g | N/mm ² | | | rott. |
| | | | | | | kg/m ³ | | | |
| F1 | Fondazione | 94,0 | 88,5 | 0,94 | 1403 | 2.286 | 43,2 | S | 1 |
| F2 | Fondazione | 94,0 | 93 | 0,99 | 1487 | 2.305 | 35,5 | S | 1 |
| F3 | Fondazione | 94,0 | 92,3 | 0,98 | 1517 | 2.368 | 55,9 | S | 1 |
| F4 | Fondazione | 94,0 | 84,8 | 0,90 | 1381 | 2.347 | 59,4 | S | 1 |

Figura 4-2 - Risultati prove CLS fondazione

Facendo riferimento all'esito delle prove sulle strutture fuori terra si ottiene una resistenza media di 38,25 MPa; tale resistenza media deve essere divisa per 0,85 per ottenere l'Rck di riferimento. Si ottiene un valore di 45 MPa. A favore di sicurezza il valore di riferimento assunto è pari a 40 MPa.

Per quanto riguarda la fondazione la media dei valori è pari a 48.5, ma anche per questo caso nel calcolo si è assunta una resistenza di 40 MPa, equivalente a quella delle strutture fuori terra.

4.2 ACCIAIO PER STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTI

Nel rispetto di quanto indicato dalla normativa vigente § C8.7.2.4 della [8], in fase di verifica degli elementi strutturali in c.a. le resistenze medie ottenute dalle prove in situ saranno ridotte del fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza acquisito e del coefficiente di sicurezza.

La caratterizzazione delle proprietà dell'acciaio è eseguita facendo riferimento all'esito delle prove definite nel Rapporto di prova DS05/18 febbraio 2018 a cura di Geotest s.r.l., di cui si riporta un estratto:

| SIGLA | Tipo | Diam. Eq. (mm) | Tensione Snervamento (N/mm ²) | Tensione Rottura (N/mm ²) | Allung. (%) su 5D |
|------------|------|-------------------|---|---|-------------------------|
| F1-muro | a.m. | 19.86 | 445 | 709 | 22.9 |
| F2-fondaz. | a.m. | 20.01 | 489 | 732 | 4.3 |
| F3-fondaz. | a.m. | 16.11 | 474 | 729 | 23.3 |
| F4-fondaz. | a.m. | 16.12 | 436 | 560 | 7.2 |
| F5-fondaz. | a.m. | 16.39 | 434 | 635 | 13.8 |
| F6-fondaz. | a.m. | 16.07 | 439 | 661 | 15.7 |
| F7-fondaz. | a.m. | 12.30 | 454 | 711 | 21.2 |
| F8-muro | a.m. | 20.08 | 448 | 701 | 17.1 |
| F9-soletta | a.m. | 17.28 | 394 | 603 | 33.2 |

Figura 4-3 - Risultati prove acciaio

Si ottiene una resistenza media di 446 MPa. Le resistenze di calcolo saranno valutate mediante la seguente espressione:

$$f_d = f_m / FC \quad \text{dove:} \quad FC = 1.00 \text{ (come definito al paragrafo precedente)}$$

$$\gamma_s \text{ coeff. di sicurezza per l'acciaio} \quad 1.15$$

$$f_{yk} = 442 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 388 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

4.3 CALCESTRUZZO NUOVE STRUTTURE

Calcestruzzo non armato (magrone) – C12/15

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 12 \text{ N/mm}^2$

Fondazioni – C28/35

1806_Matera S. Centrale
 Relazione di calcolo strutturale

| | |
|--|---------------------------------|
| - Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni | $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni | $f_{ck} \geq 28 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) | $f_{cd} = 15.86 \text{ N/mm}^2$ |
| - Classe di esposizione | XC2 (UNI 11104) |
| - Classe di consistenza | S4 (Slump class) |

Strutture in elevazione – muri controterra – C32/40

| | |
|--|---------------------------------|
| - Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni | $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni | $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) | $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$ |
| - Classe di esposizione | XC2 (UNI 11104) |
| - Classe di consistenza | S4 (Slump class) |

Strutture in elevazione – solette piene, cordoli e travi – C32/40

| | |
|--|---------------------------------|
| - Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni | $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni | $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) | $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$ |
| - Classe di esposizione | XC3 (UNI 11104) |
| - Classe di consistenza | S4 (Slump class) |

Strutture in elevazione – pilastri – C32/40

| | |
|--|---------------------------------|
| - Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni | $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni | $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) | $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$ |
| - Classe di esposizione | XC3 (UNI 11104) |
| - Classe di consistenza | S4 (Slump class) |

Strutture in elevazione – setti – C32/40

| | |
|--|---------------------------------|
| - Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni | $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni | $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) | $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$ |
| - Classe di esposizione | XC3 (UNI 11104) |
| - Classe di consistenza | S4 (Slump class) |

Strutture in elevazione – rampe scale pianerottoli e opere sottili – C32/40

| | |
|--|---------------------------------|
| - Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni | $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni | $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($\gamma_c=1,5; \alpha_{cc}=0,85$) | $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$ |
| - Classe di esposizione | XC3 (UNI 11104) |
| - Classe di consistenza | S4 (Slump class) |

Malta strutturale di consolidamento

| | |
|--|---------------------------------|
| - Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni | $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ |
| - Classe di esposizione | XC4 (UNI 11104) |
| - Classe di consistenza | S5 (Slump class) |

4.4 ACCIAIO PER NUOVE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Acciaio per armature lente Tipo B450C

| | |
|--|-------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| - Tensione caratteristica di rottura | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ |

4.5 ACCIAIO PER STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA

Acciaio per carpenteria Tipo S355 JR - biglietteria, passerella piano terra, pensilina profili standard

| | |
|--|-------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) | $f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$ |

Acciaio per carpenteria protetta Tipo S355 J0 – micropali per scala di emergenza

| | |
|--|-------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ |
| - Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) | $f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$ |

Acciaio per carpenteria Tipo S355 J2 – pensilina profili saldati

- Per spessori $40 < t \leq 63 \text{ mm}$
 - Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 319 \text{ N/mm}^2$
- Per spessori $16 < t \leq 40 \text{ mm}$
 - Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 328 \text{ N/mm}^2$
- Per spessori $t \leq 16 \text{ mm}$
 - Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per carpenteria Tipo S460 J0 – pensilina colonne

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 460 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo allo SLU ($\gamma_s=1.05$) $f_{yd} = 438 \text{ N/mm}^2$

Bulloni ad alta resistenza Classe 8.8 (se non diversamente indicato)

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yb} > 640 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tb} > 800 \text{ N/mm}^2$

Dadi per bulloni Classe 8.8 Classe 8

4.6 ACCIAIO PER PIOLI

Connettori a piolo tipo Nelson in acciaio tipo S 275 JR per travi collaboranti su carpenterie metalliche nuove.

5 CARICHI

5.1 CARICHI VERTICALI

5.1.1 PESI PROPRI DELLE STRUTTURE (G1)

Si considerano, per la determinazione dei pesi propri strutturali, i seguenti valori dei pesi per unità di volume:

| | | |
|-----------------------|------|-------------------|
| - Calcestruzzo armato | 25.0 | kN/m ³ |
| - Acciaio | 78.5 | kN/m ³ |
| - Terreno | 19.0 | kN/m ³ |

5.1.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2) E ACCIDENTALI (Q)

Si tratta di carichi non strutturali direttamente applicati agli elementi strutturali, sotto forma di carico uniformemente distribuito. I carichi variabili minimi sono prescritti dalla Normativa vigente e correlati alla destinazione d'uso dei locali.

I valori dei carichi verticali e orizzontali uniformemente distribuiti sono indicati nella tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018.

Di seguito si riportano i carichi permanenti e accidentali in funzione della zona.

Biglietteria

Piano terra

| | |
|-------------------|------------------------|
| Carico permanente | 5.00 kN/m ² |
| Carico variabile | 5.00 kN/m ² |

Piano copertura

| | |
|-------------------|------------------------|
| Carico permanente | 4.00 kN/m ² |
| Carico variabile | Neve (NTC2018) |

Pensilina ingresso biglietteria

| | |
|-------------------|------------------------|
| Carico permanente | 0.30 kN/m ² |
| Carico variabile | Neve (NTC2018) |

Pensilina

Copertura

| | |
|-------------------|--|
| Carico permanente | 0.60 kN/m ² (serramento) |
| Carico permanente | 0.80 kN/m ² (controsoffitto e carichi appesi) |
| Carico variabile | Neve (NTC2018) |

Solaio piano terra

| | |
|-------------------|-------------------------|
| Carico permanente | 10.00 kN/m ² |
| Carico variabile | 10.00 kN/m ² |

Scale

| | |
|-------------------|------------------------|
| Carico permanente | 2.50 kN/m ² |
| Carico variabile | 5.00 kN/m ² |

Scala di emergenza

Piano terra

| | |
|-------------------|------------------------|
| Carico permanente | 1.00 kN/m ² |
| Carico variabile | 5.00 kN/m ² |

Piano copertura

| | |
|-------------------|------------------------|
| Carico permanente | 2.00 kN/m ² |
| Carico variabile | Neve (NTC2018) |

Passerella in carpenteria metallica

I carichi considerati agenti sulla struttura sono i seguenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali (g_1): automaticamente calcolato dal software di calcolo;
 - Carico permanente portato (g_2)
- | | |
|---|------------------------|
| Impalcato | 3.50 kN/m ² |
| Carico lineare sui profili HEA650 - parapetti | 2.00 kN/m |
| Carico variabile (q) | 4.00 kN/m ² |
| Carico orizzontale del vento (in entrambe le direzioni) | |

5.1.3 CARICO NEVE

Il base al sito in cui è collocato il fabbricato si deducono i seguenti parametri utilizzati per definire il carico neve sulle coperture in accordo alla normativa nazionale NTC 2018 (D.M. 17.01.2018 – Par. 3.4) e alla normativa Europea: (UNI EN 1991-1-3 “Annesso Nazionale”). Questi valori sono a base statistica ovvero sono definiti per tempi di ritorno dell’azione considerata e mappe locali di precipitazione e sono coerenti con l’applicazione del metodo degli stati limite ultimi.

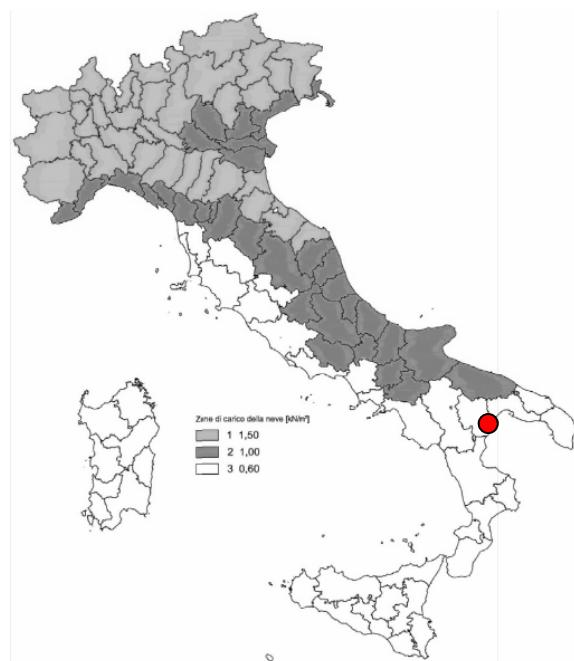


Fig. 5.1 – Valore di neve al suolo (mappa statistica italiana)

| | |
|---|--|
| Periodo di ritorno progettuale | 50 anni |
| Area geografica | III – Provincia di Matera |
| Quota sul livello del mare | $a_s = 400 \text{ m s.l.m} > 200 \text{ m s.l.m}$ |
| Valore del carico al suolo ¹ | $q_{sk} = 0.51 [1 + (a_s / 481)^2] \text{ kN/m}^2 = 0.86 \text{ kN/m}^2$ |
| Il carico neve su tetti inclinati è calcolato come: | $q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 0.69 \text{ kN/m}^2$ |
| dove: | |

- $C_E = 1$ classe di esposizione “normale”
- $C_t = 1$ componente termica – valore cautelativo
- $\mu_i = 0.8$ fattore di forma – falde con inclinazione $\alpha < 30^\circ$

¹ Il carico di riferimento è definito dal tempo di ritorno di 50 anni;
 1806_Matera S. Centrale
 Relazione di calcolo strutturale

5.2 CARICHI ORIZZONTALI

5.2.1 AZIONE DEL VENTO

Il carico del vento è stato definito in accordo alla normativa nazionale NTC 2018 (D.M. 17.01.2018 – Par. 3.3), in funzione delle caratteristiche del sito sono esposte in seguito.

I valori sono definiti per tempi di ritorno dell'azione considerata e mappe locali, e sono espressi in accordo al metodo agli stati limite ultimi, su base statistica.



Fig. 5.2 – Area geografica

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, <u>Basilicata</u> , Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |

Fig. 5.3 – Parametri dell’azione del vento

| Categoria di esposizione del sito | k_r | z_0 [m] | z_{mn} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|--------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| <u>V</u> | 0,23 | 0,70 | 12 |

Fig. 5.4 – CATEGORIA DI ESPOSIZIONE

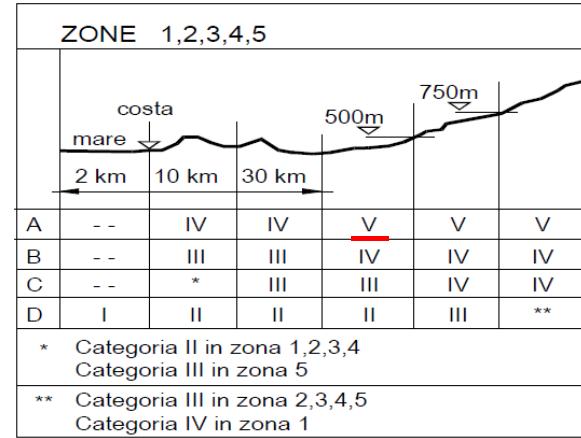


Fig. 5.5 – Definizione della categoria di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Arearie prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Fig. 5.6 – Classe di rugosità del terreno

Periodo di ritorno
 Area geografica

50 anni
 3
 $a_0 = 500 \text{ m}$
 $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ (raffica di 10 minuti)
 $k_a = 0.02 \text{ 1/s}$

Quota sul livello del mare
 Classe di rugosità
 Classe di esposizione

$a_s (400 \text{ m s.l.m.}) < a_0$
 A
 V
 $k_r = 0.23$
 $z_0 = 0.70 \text{ m}$
 $z_{\min} = 12 \text{ m}$

La pressione contro una superficie ortogonale alla direzione del vento è calcolata come:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \cdot \alpha_r$$

dove:

- $q_b = (\rho \cdot v_b^2) / 2 = 0.46 \text{ KN/m}^2$ *pressione cinetica*
- $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ *densità dell'aria*
- $v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ *velocità di riferimento del vento (zona 3; } a_s < a_0)*
- $C_e (z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ *coefficiente di esposizione per } z > z_{\min}*
- $C_e (z_{\min}) = 1.48$ *coefficiente di esposizione per } z < z_{\min}*
- $c_t = 1$ *coefficiente topografico*
- $C_p = +1.5$ *coefficiente di sovraspinta per la pensilina*

5.2.2 AZIONE SISMICA

Lo spettro di risposta elastico per le azioni sismiche orizzontali è definito dalle seguenti equazioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{T}{\eta F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_d}{T^2} \right)$$

Con:

T *periodo proprio di vibrazione della struttura*

S_e *accelerazione spettrale orizzontale*

$S = S_s \cdot S_t$ *coefficiente che tiene conto del tipo di sottosuolo e delle condizioni topografiche*

I parametri fondamentali per determinare l'azione sismica sono:

Località *Matera*

Zona sismica *zona 3*

Coordinate sito *LON 16.601366; LAT 40.666211*

Vita nominale *V_N = 50 anni*

Classe d'uso *Classe III (Cu= 1.5)*

Periodo di riferimento *V_R = 75 anni*

Categoria di sottosuolo *Cat. C*

Categoria topografica *Cat. T1*

Per risalire allo spettro di progetto, si è utilizzato il foglio di calcolo Spettri-NTC ver.1.0.3.xls, messo a disposizione dal Consiglio superiore dei Lavori Pubblici in cui sono state inserite le coordinate geografiche del fabbricato in oggetto.

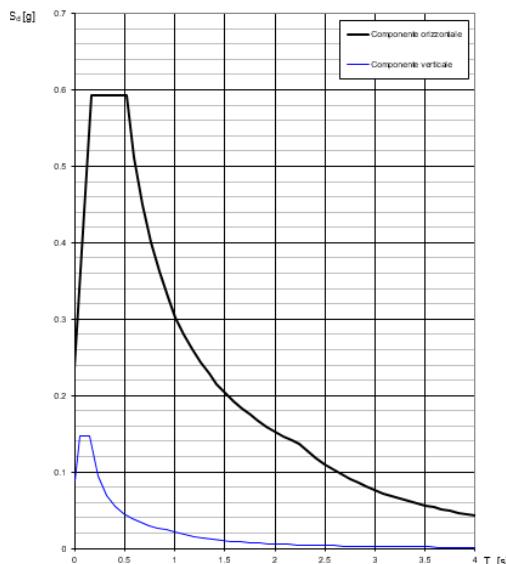
Si riportano di seguito i parametri dipendenti e i grafici degli spettri elastici:

Spettro per Stato Limite SLV

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_g | 0.162 g |
| F_o | 2.520 |
| T_c | 0.346 s |
| S_s | 1.456 |
| C_c | 1.490 |
| S_T | 1.000 |
| q | 1.000 |

| | |
|--------|---------|
| S | 1.456 |
| η | 1.000 |
| T_B | 0.172 s |
| T_c | 0.516 s |
| T_D | 2.247 s |

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

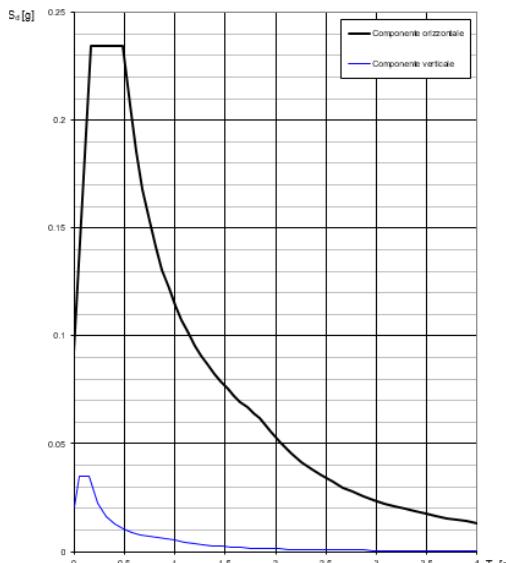


Spettro per Stato Limite SLD

| STATO LIMITE | SLD |
|--------------|---------|
| a_g | 0.062 g |
| F_o | 2.539 |
| T_c | 0.321 s |
| S_s | 1.500 |
| C_c | 1.528 |
| S_T | 1.000 |
| q | 1.000 |

| | |
|--------|---------|
| S | 1.500 |
| η | 1.000 |
| T_B | 0.163 s |
| T_c | 0.490 s |
| T_D | 1.846 s |

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



Il calcolo delle masse è stato definito con la seguente combinazione di carico verticale:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- G_1, G_2 = pesi propri e carichi permanenti
- Q = carichi variabili
 - $\psi_{2j} = 0.6$ per carichi variabili - ambienti ad uso commerciale e suscettibili di affollamento
 - $\psi_{2j} = 0.0$ per carico da neve/ manutenzione in copertura

5.2.3 SPINTA DEL TERRENO

SPINTA STATICÀ

Per ricavare la spinta del terreno sui muri si fa riferimento alla seguente formula:

$$P_d = \gamma_{\text{terr}} z K_o \quad \text{terreno sopra il livello di falda}$$

dove:

$$\gamma_{\text{terr}} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$K_o = 1 - \sin \phi = 0.50 \quad \text{coefficiente di spinta a riposo}$$

(ϕ = angolo di attrito interno)

SPINTA DINAMICA DA SISMA

Per determinare la sovraspinta dovuta al sisma si fa riferimento alle indicazioni fornite dalla ENV EN 1998-5: 2005.

Nel caso di strutture rigide che sono completamente vincolate, la forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno può essere presa uguale alla seguente formula:

$$\Delta p_d = \alpha S \gamma H$$

dove:

α rapporto tra l'accelerazione di progetto a_g e l'accelerazione di gravità g

S coefficiente relativo alla stratigrafia e alla topografia del terreno (EN 1998-1:2004, 3.2.2.2)

γ peso di volume del terreno

H altezza del muro

5.3 CARICO ECCEZIONALE DA URTO FERROVIARIO

In riferimento al documento "analisi del rischio da urto ferroviario" emesso da FAL in data 26 marzo 2018 in cui è stato ritenuto "tollerabile" il livello di rischio da urto non sono stati considerati carichi o prescrizioni sui pilastri a sostegno della pensilina.

6 CRITERI PER ANALISI SISMICA

6.1 FATTORE DI STRUTTURA

STRUTTURA TUNNEL FERROVIARIO ESISTENTE

Si assume un fattore di struttura $q = 1.5$

PENSILINA

Si assume un fattore di struttura pari a $q = 1.0$

STRUTTURA BIGLIETTERIA

Si assume un fattore di struttura $q = 2$ (struttura a setti torsionalmente deformabile)

STRUTTURA SCALA DI EMERGENZA

Si assume un fattore di struttura $q = 1.5$

6.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO

Il terreno di fondazione può essere classificato come terreno di tipo C (NTC 2018): depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate,...

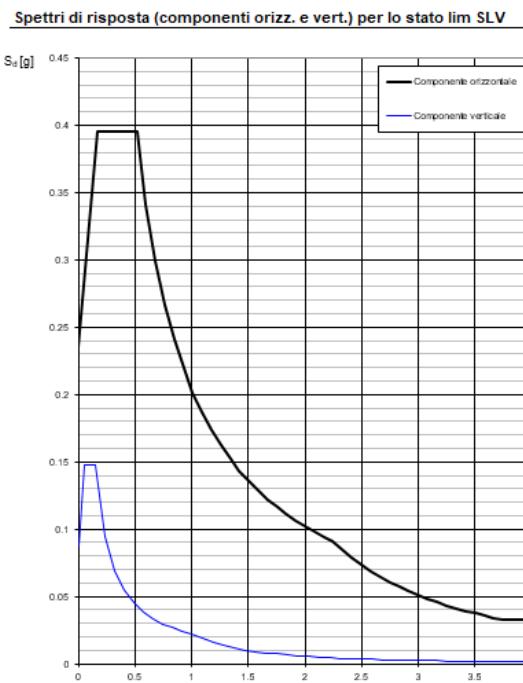
Essendo gli edifici ubicati in area pianeggiante, ai terreni in esame sarà associata una Categoria topografica T1 (cfr. tabella 3.2.VI. NTC). Ne consegue un valore massimo del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.00.

6.3 SPETTRO DI PROGETTO

In base ai parametri soparriportati si ricava lo spettro di progetto impiegato nelle verifiche in condizione sismica:

SPETTRO SLV (q=1.5)

| T [s] | Se [g] |
|-------|--------|
| 0.000 | 0.235 |
| 0.172 | 0.395 |
| 0.516 | 0.395 |
| 0.598 | 0.341 |
| 0.680 | 0.300 |
| 0.763 | 0.267 |
| 0.845 | 0.241 |
| 0.928 | 0.220 |
| 1.010 | 0.202 |
| 1.093 | 0.187 |
| 1.175 | 0.173 |
| 1.257 | 0.162 |
| 1.340 | 0.152 |
| 1.422 | 0.143 |
| 1.505 | 0.135 |
| 1.587 | 0.128 |
| 1.670 | 0.122 |
| 1.752 | 0.116 |
| 1.835 | 0.111 |
| 1.917 | 0.106 |
| 1.999 | 0.102 |
| 2.082 | 0.098 |
| 2.164 | 0.094 |
| 2.247 | 0.091 |



7 STRATEGIE DI INTERVENTO

7.1 INQUADRAMENTO GENERALE

Le Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018) stabiliscono tre classi di intervento:

- interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- riparazioni o interventi locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti.

In funzione della tipologia d'intervento di carattere strutturale da eseguire sull'edificio esistente si definisce il livello di sicurezza da raggiungere a lavori ultimati.

In riferimento a quanto indicato nel punto 8 delle NTC, "Costruzioni esistenti" e alla conseguente classificazione degli interventi di cui al punto 8.4 "Classificazione degli interventi", gli interventi previsti sono stati considerati come "interventi di adeguamento".

Trattandosi di un intervento di adeguamento l'edificio nello stato post-operam dovrà rispettare i livelli di sicurezza definiti dalla vigente norma in materia di costruzioni.

8 VERIFICHE

8.1 VERIFICHE DELL'INTERRATO

8.1.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Sap 2000 v 20 della Computer and structures, Inc Berkeley - Distribuito in Italia da CSI Italia Srl
- VCaslu v 7.7 dell'Ing. Pietro Gelfi (civil engineering free software)

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.1.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Il modello è tridimensionale e rappresenta il tunnel centrale della stazione secondo la geometria prevista allo stato di progetto. Essendo il solaio del tunnel di tipo alveolare, agli elementi lastra che lo definiscono nel modello sono stati modificati i parametri relativi alla rigidezza e al peso proprio. La fondazione è stata modellata con elementi lastra a cui è stato applicato un vincolo verticale elastico con molle non lineari di tipo "compression only".

A favore di sicurezza, poiché il sisma è stato considerato con un carico statico equivalente, quindi non effettuando un'analisi con spettro di risposta, si è considerata come accelerazione di riferimento quella massima relativa al plateau dello spettro di progetto ($q = 1.5$).

Poiché l'analisi è statica non lineare si sono definiti due casi di carico, relativi al verso in cui agisce il sisma, identificati come "sisma NL +y" e "sisma NL -y", rispettivamente nel caso in cui l'accelerazione associata al sisma sia diretta in direzione y verso il blocco della nuova stazione e nel caso opposto.

Nel seguito si riporta un'immagine del modello di calcolo:

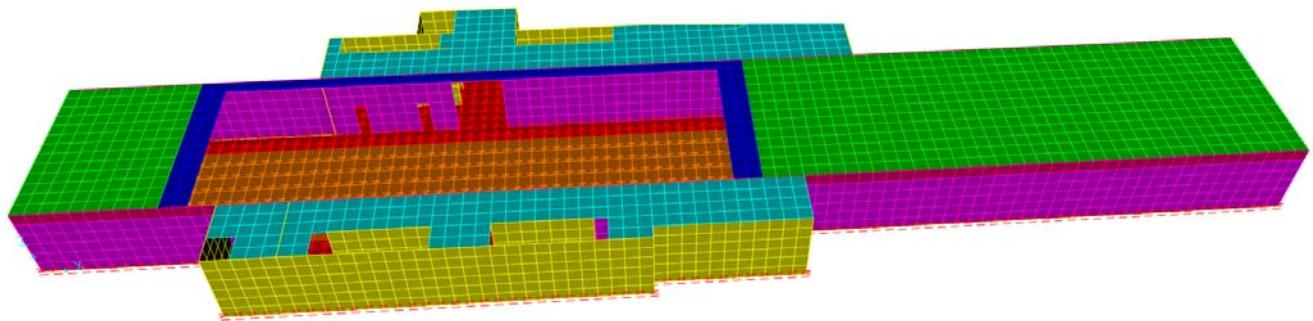


Figura 8-1 - Modello 3D

8.1.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

Si fa riferimento ai carichi elementari descritti in precedenza. I carichi sono stati applicati direttamente sugli shell come azioni distribuite al metro quadro.

Si riportano di seguito le immagini relative alle distribuzioni di carico sul modello.

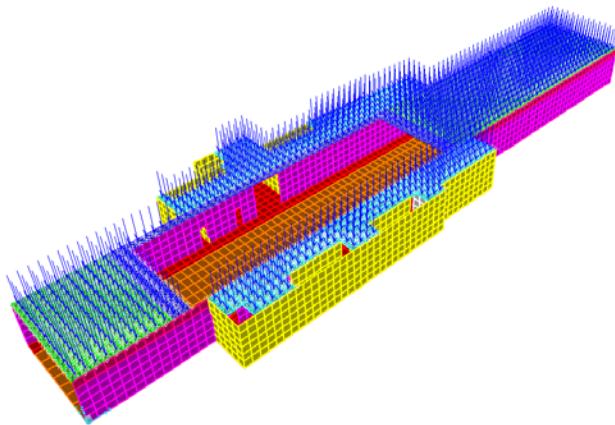


Figura 8-2 - Carichi verticali uniformi (g_2, q)

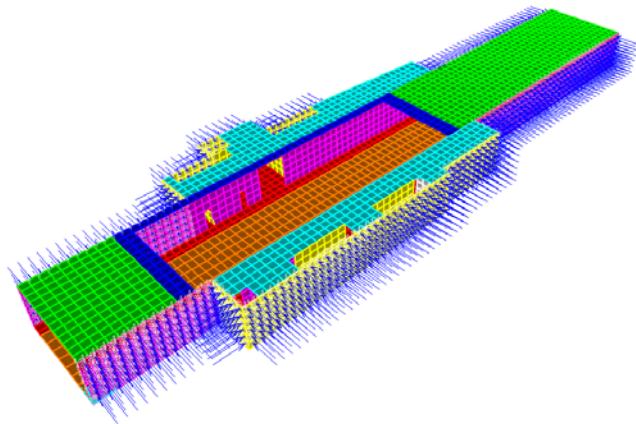


Figura 8-3 - Carichi orizzontali uniformi associati al terreno (g_2, q)

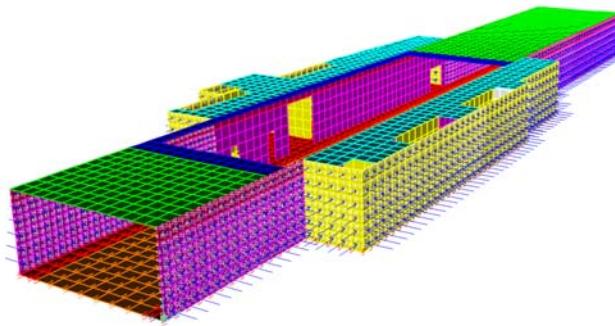


Figura 8-4 - carico triangolare associato al terreno (g_2)

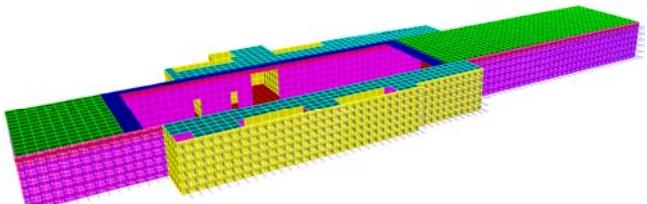


Figura 8-5 - Carico associato alla sovrappinta sismica (Δp_d)

8.1.4 VERIFICA A SLV – Pressione sul terreno

Si riportano di seguito le mappature delle pressioni sul terreno relative alle combinazioni di carico sismiche sopracitate. In particolare, le zone bianche evidenziano le porzioni di fondazione in cui si ha potenziale distacco dal terreno.

Nelle immagini l'unità di misura adottata è [kN/m²].

La verifica è identificata dalla diseguaglianza: $p_{\max} \leq p_{\lim} = 3 \text{ kg/cmq}$

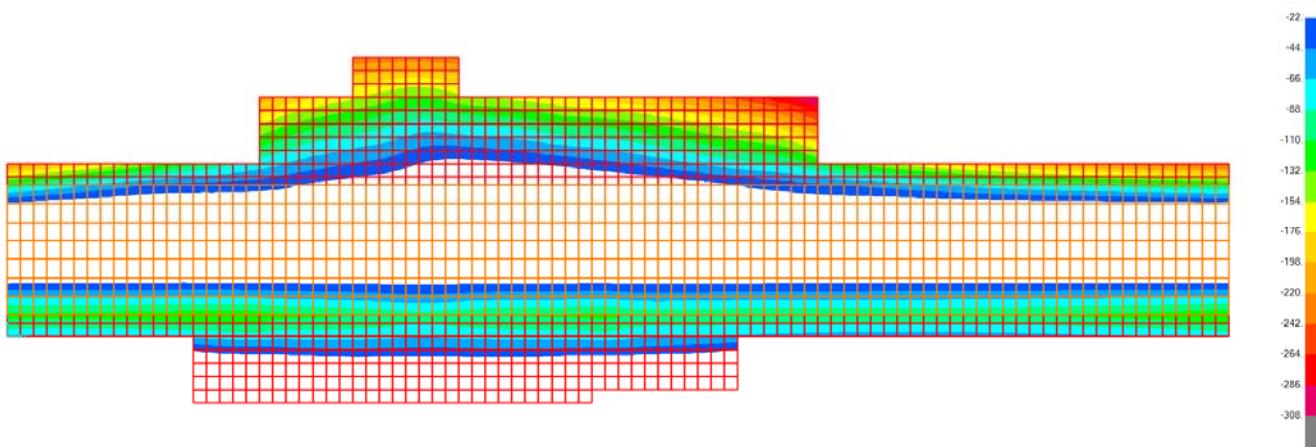


Figura 8-6 - pressione sul terreno per la combinazione "sisma NL +y"

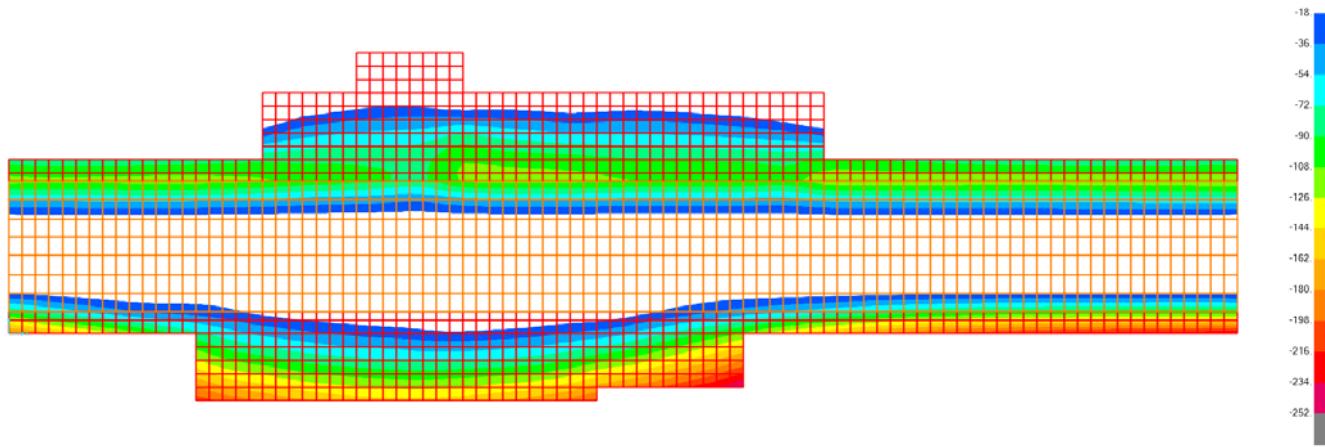


Figura 8-7 - pressione sul terreno per la combinazione "sisma NL -y"

Poiché nella condizione peggiore (“sisma NL +y”), la massima pressione è di 280 kN/m² (= 2.8 kg/cmq), la verifica della pressione sul terreno è soddisfatta.

L'andamento della pressione sul terreno evidenzia come l'azione sismica comporti dal lato della sovrastinta sismica un distacco della fondazione, che corrisponde ad uno sgravio della trazione nei muri contro terra.

8.1.5 VERIFICA A SLV – Fondazione esistente

Si fa riferimento alla soletta di fondazione relativa alle zone dell'interrato in cui sono presenti le scale. Tale fondazione è costituita da una soletta in CA di spessore assunto pari a 60 cm misura cautelativa dedotta dalle indagini in sito).

Si sottolinea che nella zona dove è previsto l'ampliamento degli interrati (lato binario morto, verso Bari) la soletta verrà realizzata ex novo: eventuali concentrazioni di sforzo saranno quindi considerate e si disporrà l'opportuno quantitativo di armatura necessario.

La disposizione di armatura cui si fa riferimento è la seguente:

- 1φ16/30 in direzione longitudinale (parallela alla direzione dei binari)
- 1φ16/20 in direzione trasversale (ortogonale alla direzione dei binari)

VERIFICA A TRAZIONE – F11 (direzione longitudinale)

Alla disposizione di armatura definita sopra corrisponde una resistenza a trazione definita come:

$$N_{Rd} = \frac{100}{30} \cdot \varphi^2 \cdot \pi \cdot f_{yd} / 4 = \frac{100}{30} \cdot 16^2 \cdot \pi \cdot 388 / 4 = 260 \text{ kN/m}$$

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo F11, considerando come limiti del range la trazione massima di 260 kN/m. A compressione il limite è definito dal massimo valore raggiunto nelle combinazioni di carico (a compressione non si hanno problemi in quanto la sezione in solo CLS è in grado di portare una sollecitazione molto maggiore di quella che si manifesta).

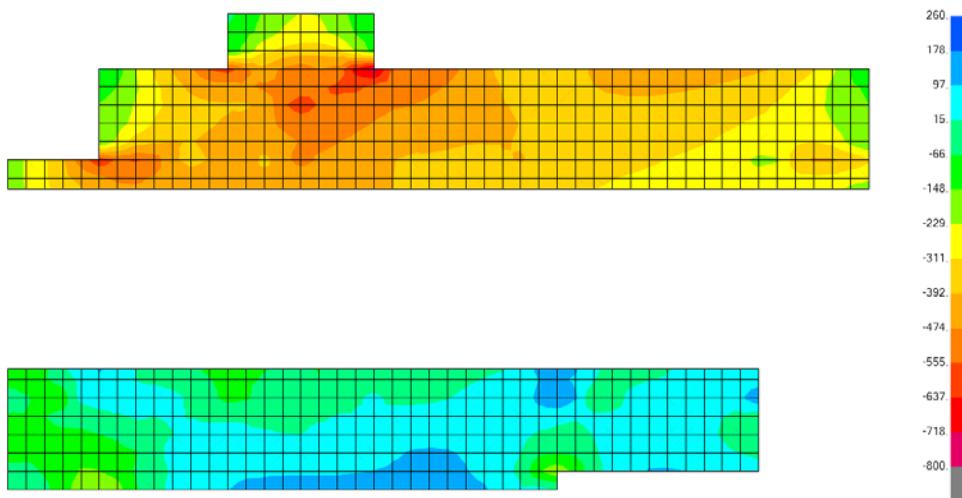


Figura 8-8 - F11 "sisma NL +y"

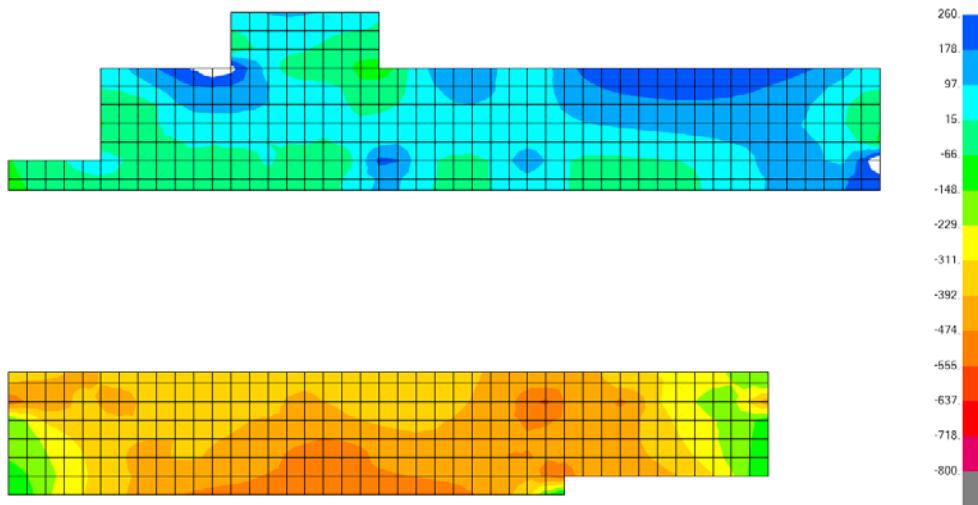


Figura 8-9 - F11 "sisma NL -y"

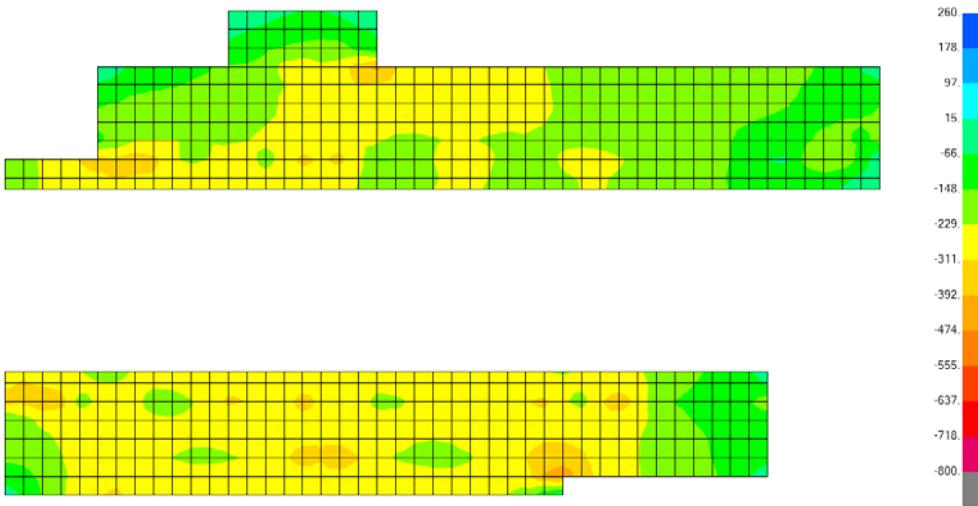


Figura 8-10 - F11 a SLU

La verifica risulta ovunque soddisfatta. Si ha unicamente una zona che fuoriesce dal limite di verifica per la combinazione sisma NL -y, tuttavia mediando la sollecitazione sulla dimensione degli elementi finiti di 1 m i valori rientrano nel range limite.

Si osserva che le sollecitazioni hanno intensità maggiore per le combinazioni sismiche rispetto alla combinazione di SLU.

VERIFICA A TRAZIONE – F22 (direzione trasversale)

Alla disposizione di armatura definita sopra corrisponde una resistenza a trazione definita come:

$$N_{Rd} = \frac{100}{20} \cdot \varphi^2 \cdot \pi \cdot f_{yd} / 4 = \frac{100}{20} \cdot 16^2 \cdot \pi \cdot 388 / 4 = 390 \text{ kN/m}$$

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo F11, considerando come limiti del range la trazione massima di 390 kN/m. A compressione il limite è definito dal massimo valore raggiunto nelle combinazioni di carico (a compressione non si hanno problemi in quanto la sezione in solo CLS è in grado di portare una sollecitazione molto maggiore di quella che si manifesta).

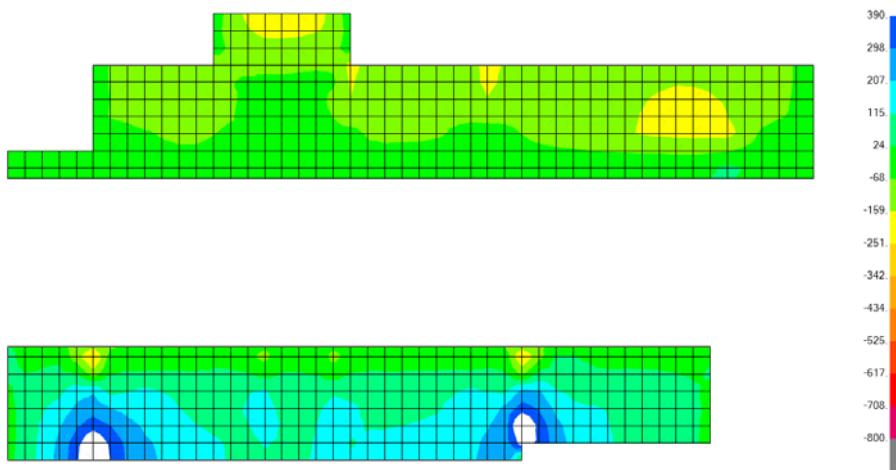


Figura 8-11 – F22 "sisma NL +y"

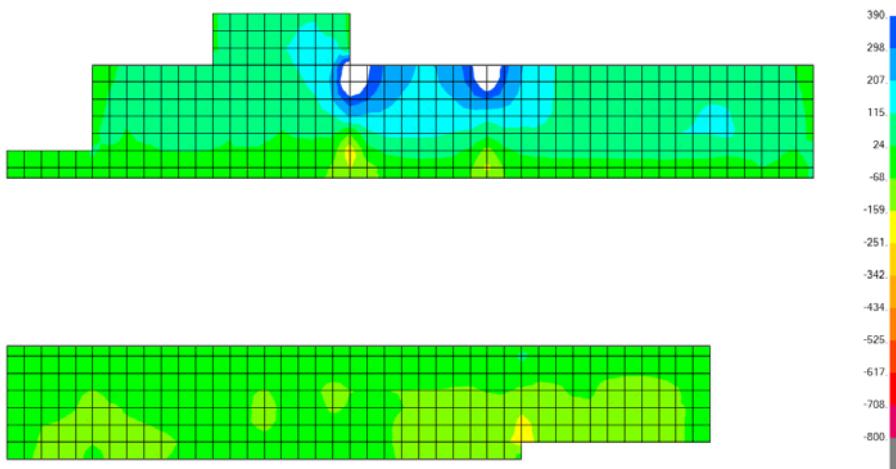


Figura 8-12 – F22 "sisma NL -y"

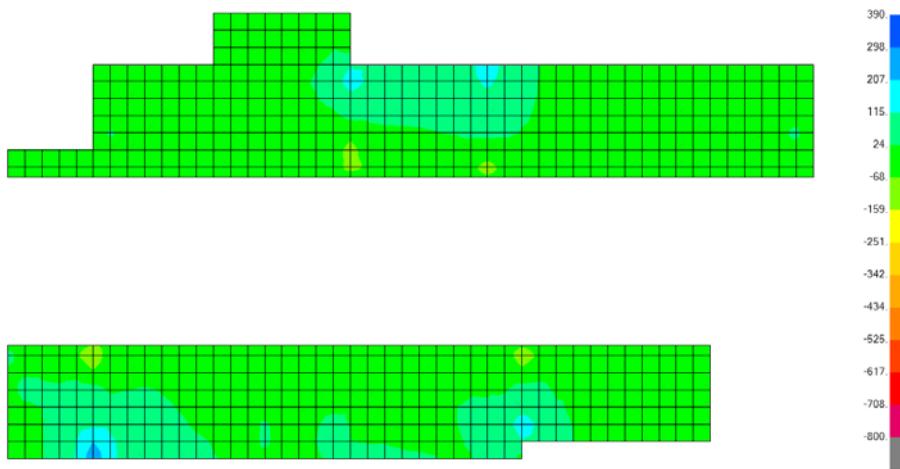


Figura 8-13 – F22 a SLU

Esistono delle zone in cui la sollecitazione supera la resistenza a trazione, tuttavia queste sono localizzate in punti in cui si ha il collegamento tra setti verticali e soletta (punti singolari) e operando una media sulla dimensione dell'elemento finito (1 m) i valori rispettano la limitazione definita.

Si osserva che le sollecitazioni hanno intensità maggiore per le combinazioni sismiche rispetto alla combinazione di SLU, in cui tutta la mappatura è coperta dal range definito.

VERIFICA A FLESSIONE – M11

La resistenza a flessione della fondazione in senso longitudinale è calcolata tramite il software VCaSlu:

Titolo : FONDAZIONE DA 60 cm

| | | |
|-----------------|--------|--------|
| N° strati barre | 2 | Zoom |
| N° | b [cm] | h [cm] |
| 1 | 100 | 60 |

| | | |
|----|-----------------------|--------|
| N° | As [cm ²] | d [cm] |
| 1 | 6.70 | 4 |
| 2 | 6.70 | 56 |

Sollecitazioni

| | |
|------------------|----------|
| S.L.U. | Metodo n |
| N _{Ed} | 0 kN |
| M _{xEd} | 0 kNm |
| M _{yEd} | 0 |

Punto applicazione N

- Centro
- Baicentro cls
- Coord.[cm]

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

| | |
|--------------------------------------|------------------------|
| da prové | da prové |
| ε_{su} 67.5 % | ε_{c2} 2 % |
| f_yd 388 N/mm ² | ε_{cu} 3.5 |
| E_s 200 000 N/mm ² | f_{cd} 18.81 |
| E_s/E_c 15 | f_{cc}/f_{cd} 0.8 |
| ε_{syd} 1.94 % | $\sigma_{c,adm}$ 12.25 |
| $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm ² | τ_{co} 0.7333 |
| | τ_{cl} 2.114 |

Calcolo

| |
|-------------------------------------|
| M _{xRd} 147.5 kNm |
| σ_c -18.81 N/mm ² |
| σ_s 388 N/mm ² |
| E_c 3.5 % |
| E_s 64.51 % |
| d 56 cm |
| x 2.882 x/d 0.05146 |
| δ 0.7 |

Tipi di calcolo

- S.L.U.+
- S.L.U.-
- Metodo n

Tipi di flessione

- Retta
- Deviata

Calcoli

- N° rett. 100
- Calcola MRd
- Dominio M-N
- L₀ 0 cm
- Col. modello
- Precompresso

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo M11, considerando come limiti del range la resistenza a flessione massima di 147.5 kNm/m.

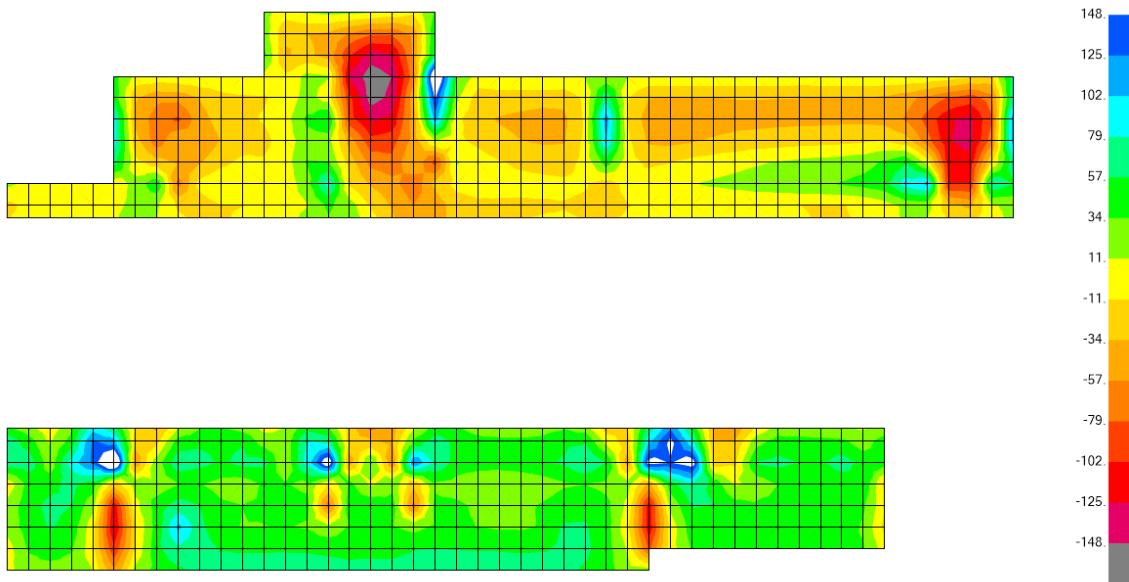


Figura 8-14 - M11 "sisma NL +y"

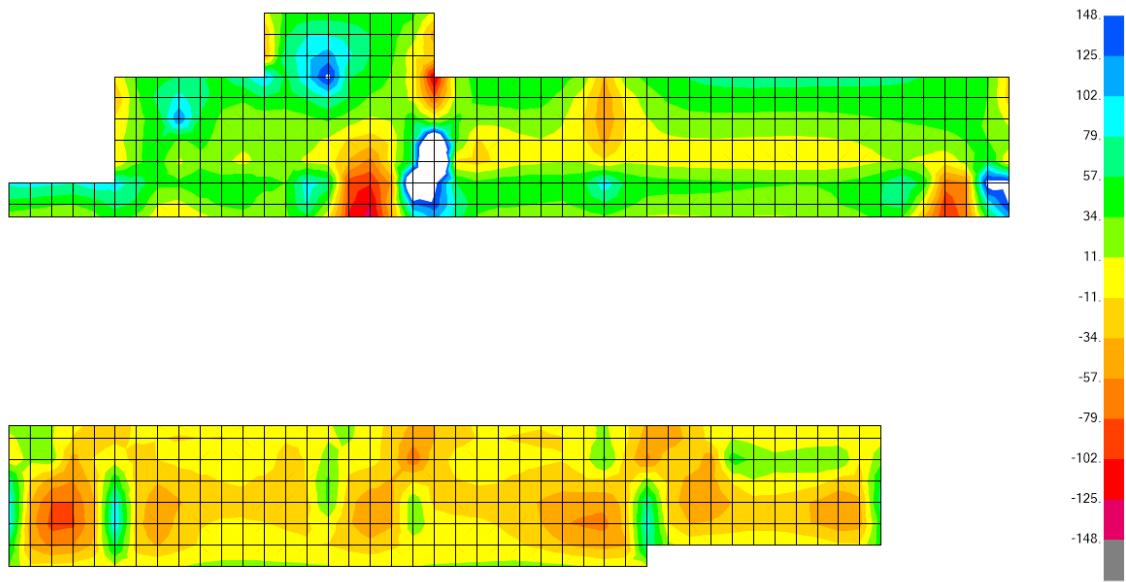


Figura 8-15 - M11 "sisma NL -y"

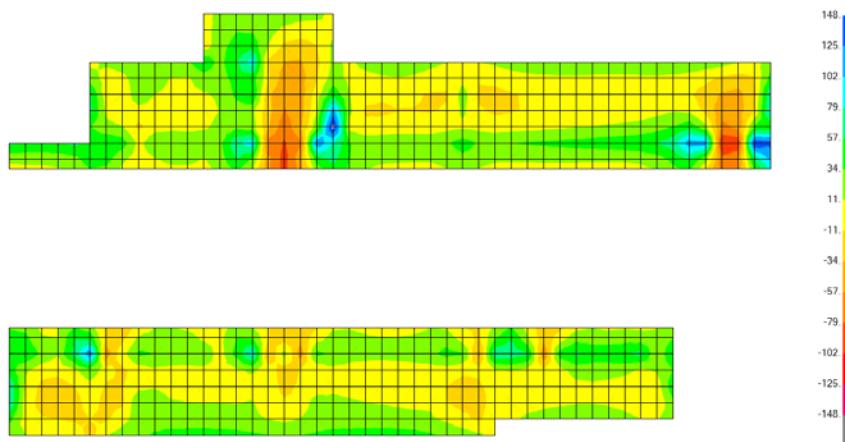


Figura 8-16 - M11 a SLU

Si osserva che esistono delle zone concentrate in cui il momento supera quello resistente.

Per quanto riguarda la combinazione di carico "sisma NL +y" tali zone hanno estensione limitata, a parte la zona grigia centrale; tuttavia in questa zona, nella medesima combinazione di carico, si ha, come sopra riportato, compressione e il momento resistente è più alto. In particolare, per un valore di compressione medio di 300 kN/m, il momento resistente della sezione è di 227 kNm/m, per cui tutta la mappatura risulta coperta dal range [-227; 227]. Per quanto riguarda la combinazione di carico "sisma NL -y" si hanno concentrazioni laddove termina il setto di estensione maggiore (quello a ridosso del vano ascensori e che si sviluppa per l'intera estensione della nuova stazione) per la presenza del foro della porta che collega la zona delle scale con quella adiacente. Per questo motivo si è deciso di eseguire un getto di CLS da 20 cm al fine di aumentare l'altezza utile della sezione. Grazie a questo accorgimento le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICA A FLESSIONE – M22

La resistenza a flessione della fondazione in senso longitudinale è calcolata tramite il software VCaSlu:

| Titolo : FONDAZIONE DA 60 cm | | |
|--|---------------------------|------------------------|
| N° strati barre [2] <input type="button" value="Zoom"/> | | |
| N° | b [cm] | h [cm] |
| 1 | 100 | 60 |
| Sollecitazioni <input type="button" value="S.L.U."/> <input type="button" value="Metodo n"/> | | |
| N _{Ed} | 0 | 0 kN |
| M _{xEd} | 0 | 0 kNm |
| M _{yEd} | 0 | 0 |
| P.ti applicazione N <input checked="" type="radio" value="Centro"/> <input type="radio" value="Baricentro cls"/> <input type="radio" value="Coord.[cm]"/> <input type="radio" value="N"/> <input type="radio" value="yN"/> 0 <input type="radio" value="xN"/> 0 | | |
| Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervat. | | |
| Materiali <input type="button" value="da provve"/> | | |
| ε_{su} | 67.5 % | ε_{c2} 2 % |
| f_yd | 398 N/mm ² | ε_{cu} 3.5 |
| E _s | 200 000 N/mm ² | f_{cd} 18.81 |
| E_s/E_c | 15 | f_{cc}/f_{cd} 0.8 |
| ε_{syd} | 1.94 % | $G_{c,adm}$ 12.25 |
| $G_{s,adm}$ | 0 N/mm ² | τ_{co} 0.7333 |
| | | τ_{cl} 2.114 |
| Tipi Sezione <input checked="" type="radio" value="Rettan.re"/> <input type="radio" value="Trapezi"/> <input type="radio" value="a T"/> <input type="radio" value="Circolare"/> <input type="radio" value="Rettangoli"/> <input type="radio" value="Coord."/> | | |
| M _{xRd} 216.1 kNm | | |
| σ_c | -18.81 N/mm ² | |
| σ_s | 388 N/mm ² | |
| ε_c | 3.5 % | |
| ε_s | 54.42 % | |
| d | 56 cm | |
| x | 3.384 | x/d 0.06043 |
| δ | 0.7 | |
| <input type="checkbox"/> Precompresso | | |
| Metodo di calcolo <input type="radio" value="S.L.U.+"/> <input type="radio" value="S.L.U.-"/> <input type="radio" value="Metodo n"/> | | |
| Calcola MRd <input type="checkbox"/> Dominio M-N | | |
| L ₀ 0 cm Col. modello | | |

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo M22, considerando come limiti del range la resistenza a flessione massima di 216 kNm/m.

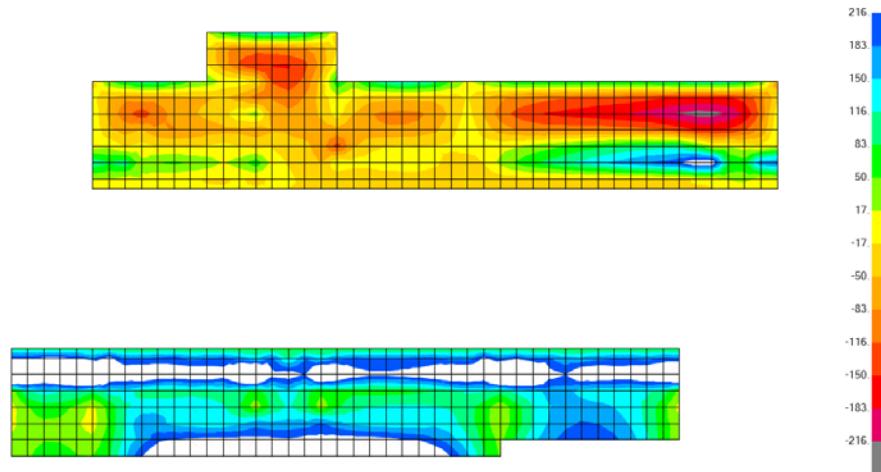


Figura 8-17 – M22 "sisma NL +y"

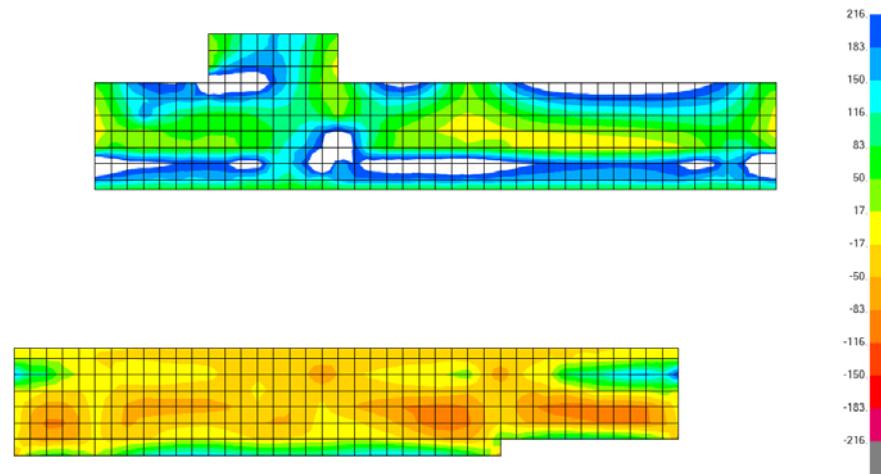


Figura 8-18 – M22 "sisma NL -y"

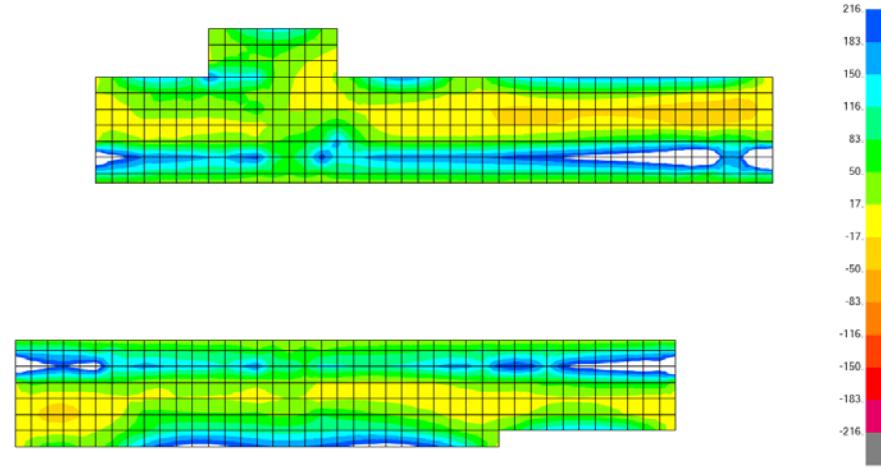


Figura 8-19 – M22 a SLU

Si osserva che esistono delle zone concentrate in cui il momento supera quello resistente. Non sono da tenere in considerazione le zone interne al tunnel in cui il momento è più alto in quanto associate al punto in cui il muro del tunnel si attacca alla fondazione. In queste zone il momento resistente della fondazione è maggiore poiché l'armatura è costituita da 1+1φ20 provenienti dal muro stesso (sono i ferri che vanno a costituire l'armatura della fondazione).

Per quanto riguarda la combinazione di carico "sisma NL +y" esiste comunque una zona a ridosso del muro controterra da 40 cm in cui la sollecitazione è maggiore di quella resistente.

Per quanto riguarda la combinazione di carico "sisma NL -y" le zone di concentrazione sono relative sia alla fascia del muro controterra da 40 cm che ai punti singolari di collegamento tra muri verticali e fondazione. Per quanto riguarda la fascia dei muri controterra, poiché la zona non verificata è quella della stazione nuova, è necessario che il progetto sia tale da risolvere il problema della concentrazione di sollecitazione, considerando un quantitativo maggiore di quello disposto dal progettista della struttura originaria.

A SLU invece la verifica è ovunque soddisfatta.

Al fine di rispettare i limiti di verifica si è deciso di eseguire un getto di calcestruzzo da 20 cm aggiuntivo per entrambe le solette. Aumentando l'altezza utile della sezione si ottengono valori di resistenza a flessione che sono compatibili con le sollecitazioni da modello.

8.1.6 VERIFICA A SLV – Fondazione nuova

La fondazione nuova è costituita da una soletta di spessore 25 cm in CA con la seguente armatura:

- Trasversale:
 - 1+1φ12/15 (sopra e sotto) per tutto lo sviluppo trasversale, debitamente ancorati alle estremità;
 - 1+1φ16/30 (sopra e sotto) inghisati alla fondazione esistente, per garantire la continuità;
- Longitudinale:
 - 1+1φ12/20 (sopra e sotto) per tutto lo sviluppo

VERIFICA A TRAZIONE – F11 (direzione longitudinale)

Alla disposizione di armatura definita sopra corrisponde una resistenza a trazione definita come:

$$N_{Rd} = 2 \cdot \frac{100}{20} \cdot \varphi^2 \cdot \pi \cdot f_{yd} / 4 = 2 \cdot \frac{100}{20} \cdot 12^2 \cdot \pi \cdot 391.3 / 4 = 442 \text{ kN/m}$$

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo F11, considerando come limiti la trazione massima di 442 kN/m. A compressione non si hanno problemi in quanto la sezione in solo CLS è in grado di portare una sollecitazione molto maggiore di quella che si manifesta.

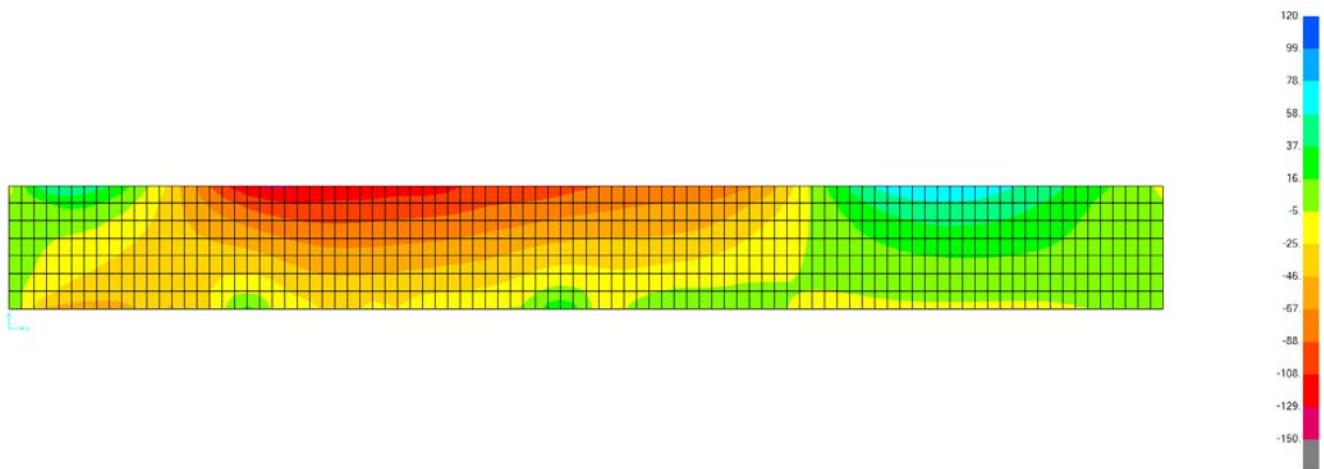


Figura 8-20 - F11 "sisma NL +y"

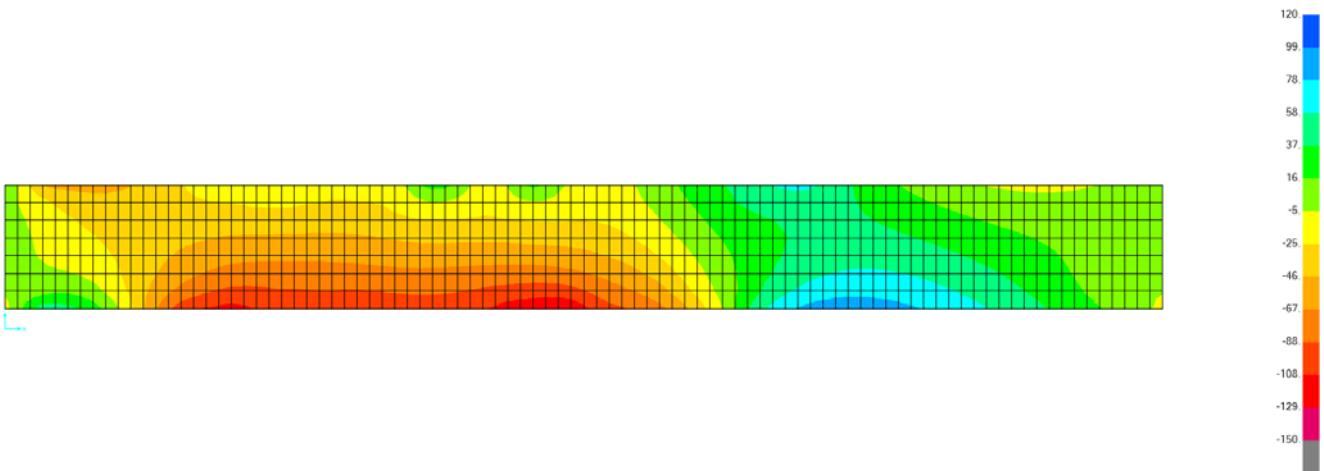


Figura 8-21 - F11 "sisma NL -y"

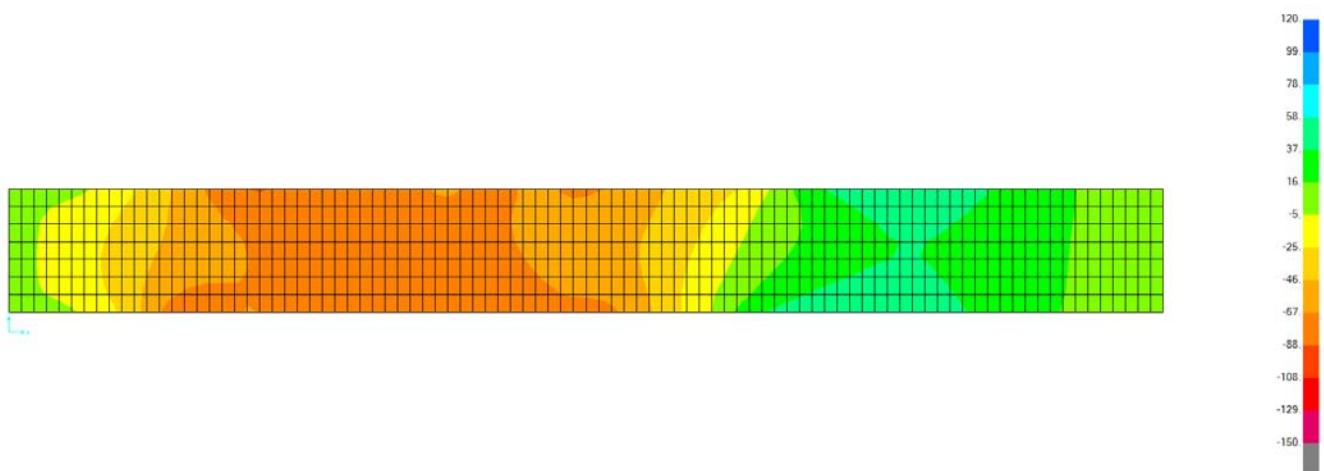


Figura 8-22 - F11 a SLU

La verifica risulta ovunque soddisfatta.

Si osserva che le sollecitazioni hanno intensità maggiore per le combinazioni sismiche rispetto alla combinazione di SLU.

VERIFICA A TRAZIONE – F22 (direzione trasversale)

Alla disposizione di armatura definita sopra corrisponde una resistenza a trazione definita come:

$$N_{Rd} = 2 \cdot \frac{100}{15} \cdot \varphi^2 \cdot \pi \cdot f_{yd} / 4 = 2 \cdot \frac{100}{15} \cdot 12^2 \cdot \pi \cdot 391.3 / 4 = 590 \text{ kN/m}$$

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo F11, considerando come limiti la trazione massima di 590 kN/m. A compressione non si hanno problemi in quanto la sezione in solo CLS è in grado di portare una sollecitazione molto maggiore di quella che si manifesta.

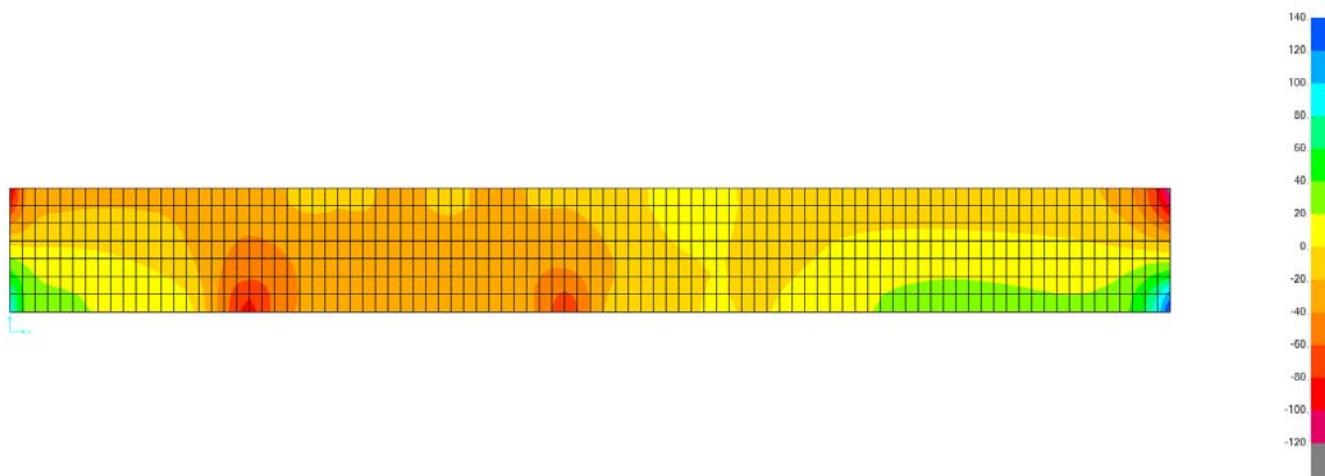


Figura 8-23 – F22 "sisma NL +y"

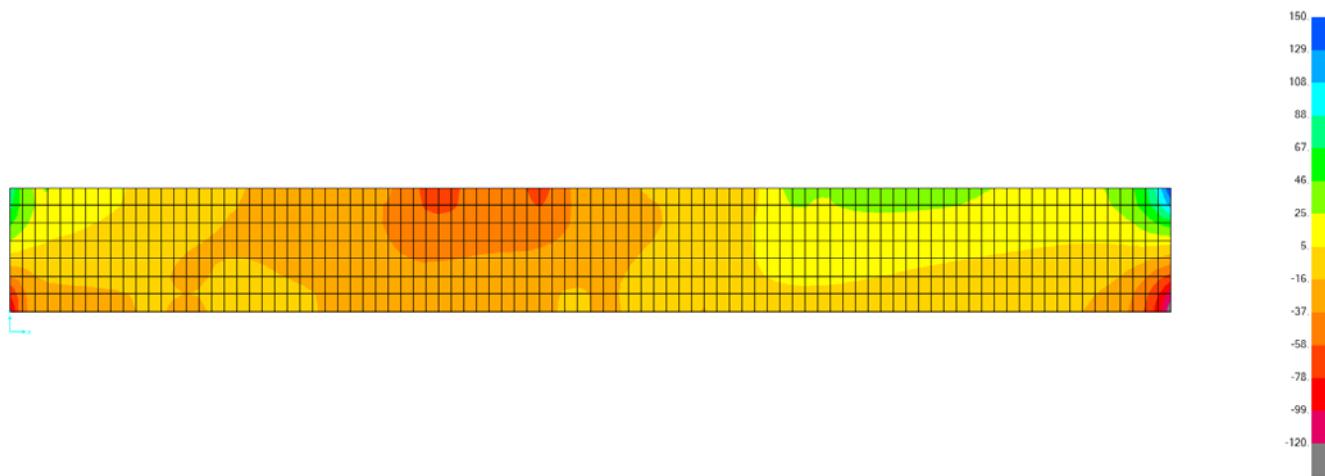


Figura 8-24 – F22 "sisma NL -y"

La verifica è ampiamente soddisfatta.

VERIFICA A FLESSIONE – M22

La resistenza a flessione della fondazione in senso longitudinale è calcolata tramite il software VCaSlu:

Figura 8-25 - Momento resistente in mezzeria

| | | |
|---|--------------------------------------|----------|
| Titolo : | | |
| N° strati barre [2] Zoom | | |
| N° | b [cm] | h [cm] |
| 1 | 100 | 25 |
| Sollecitazioni S.L.U. | | Metodo n |
| N Ed | 0 | 0 kN |
| M xEd | 0 | 0 kNm |
| M yEd | 0 | 0 |
| Punto applicazione N | | |
| <input checked="" type="radio"/> Centro | <input type="radio"/> Baricentro cls | xN [] |
| <input type="radio"/> Coord. [cm] | | yN [] |
| Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervatc | | |
| Metodo di calcolo <input checked="" type="radio"/> S.L.U. + <input type="radio"/> S.L.U.- | | |
| Materiali | | |
| da provare | da provare | |
| ϵ_{su} 67.5 % | ϵ_{c2} 2 % | |
| f_yd 388 N/mm ² | ϵ_{cu} 3.5 | |
| E_s 200 000 N/mm ² | f_{cd} 18.81 | |
| E_s/E_c 15 | f_{cc}/f_{cd} 0.9 ? | |
| ϵ_{syd} 1.94 % | $\sigma_{c,adm}$ 12.25 | |
| $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm ² | τ_{co} 0.7333 | |
| | τ_{c1} 2.114 | |
| M xRd 62.65 kNm | | |
| σ_c -18.81 N/mm ² | | |
| σ_s 388 N/mm ² | | |
| ϵ_c 3.5 % | | |
| ϵ_s 16.73 % | | |
| Calcola MRd Dominio M-N | | |
| L ₀ 0 cm Col. modello | | |
| Precompresso | | |

Figura 8-26 - Momento resistente all'estremità

| | | |
|---|--------------------------------------|----------|
| Titolo : | | |
| N° strati barre [2] Zoom | | |
| N° | b [cm] | h [cm] |
| 1 | 100 | 25 |
| Sollecitazioni S.L.U. | | Metodo n |
| N Ed | 0 | 0 kN |
| M xEd | 0 | 0 kNm |
| M yEd | 0 | 0 |
| Punto applicazione N | | |
| <input checked="" type="radio"/> Centro | <input type="radio"/> Baricentro cls | xN [] |
| <input type="radio"/> Coord. [cm] | | yN [] |
| Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervatc | | |
| Metodo di calcolo <input checked="" type="radio"/> S.L.U. + <input type="radio"/> S.L.U.- | | |
| Materiali | | |
| da provare | da provare | |
| ϵ_{su} 67.5 % | ϵ_{c2} 2 % | |
| f_yd 388 N/mm ² | ϵ_{cu} 3.5 | |
| E_s 200 000 N/mm ² | f_{cd} 18.81 | |
| E_s/E_c 15 | f_{cc}/f_{cd} 0.8 ? | |
| ϵ_{syd} 1.94 % | $\sigma_{c,adm}$ 12.25 | |
| $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm ² | τ_{co} 0.7333 | |
| | τ_{c1} 2.114 | |
| M xRd 57.21 kNm | | |
| σ_c -18.81 N/mm ² | | |
| σ_s 388 N/mm ² | | |
| ϵ_c 3.5 % | | |
| ϵ_s 17.74 % | | |
| Calcola MRd Dominio M-N | | |
| L ₀ 0 cm Col. modello | | |
| Precompresso | | |

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo M22, limitando il range in funzione del momento resistente minore, che è quello associato ai punti di estremità.

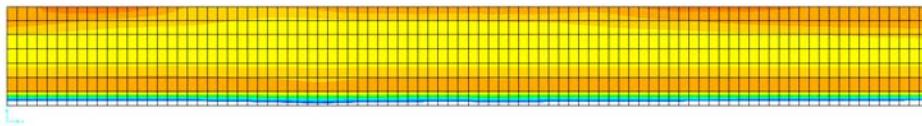


Figura 8-27 – M22 "sisma NL +y"

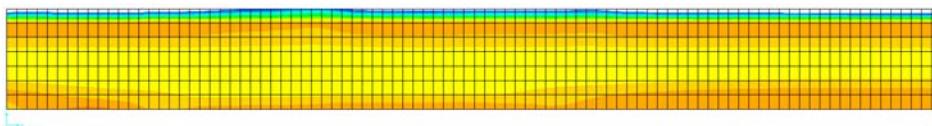


Figura 8-28 – M22 "sistema NL -y"

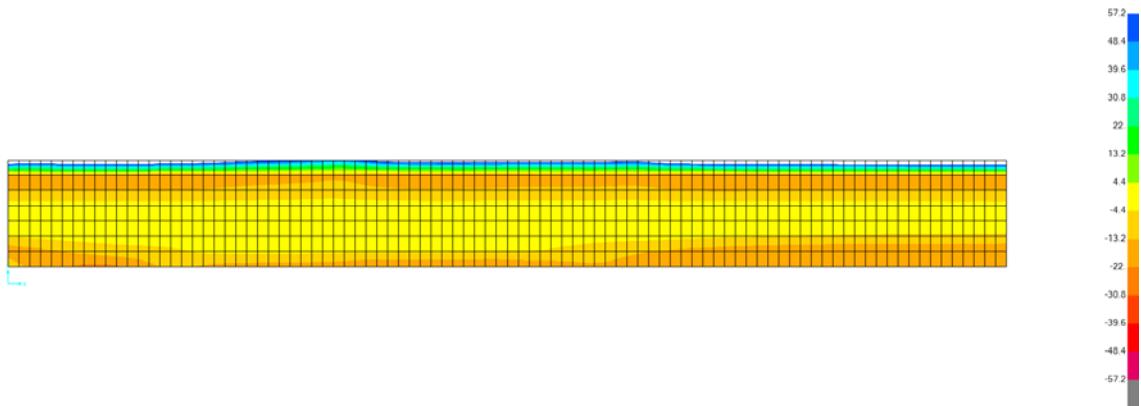


Figura 8-29 – M22 a SLU

Si osserva che esistono delle zone concentrate in cui il momento supera quello resistente, concentrate a ridosso del passaggio da soletta esistente a nuova. Tali zone si estendo per un'area molto inferiore a quella del singolo elemento finito ed effettuando una media sul singolo elemento si ottengono valori che rispettano ampiamente il limite di resistenza. La verifica è quindi soddisfatta.

VERIFICA A FLESSIONE – M11

La resistenza a flessione della fondazione in senso longitudinale è calcolata tramite il software VCaSlu:

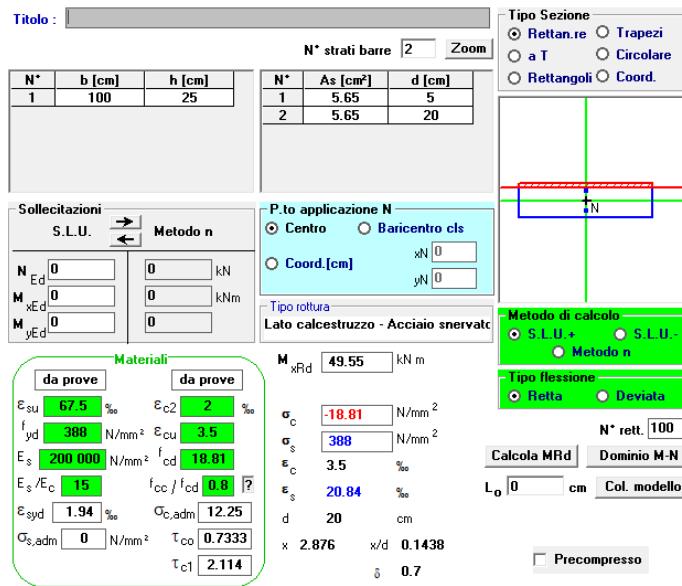


Figura 8-30 - Momento resistente M11

La verifica è eseguita definendo sul modello le mappature relative allo stato di sforzo M22, considerando come limiti del range la resistenza a flessione massima di 49.55 kNm/m.

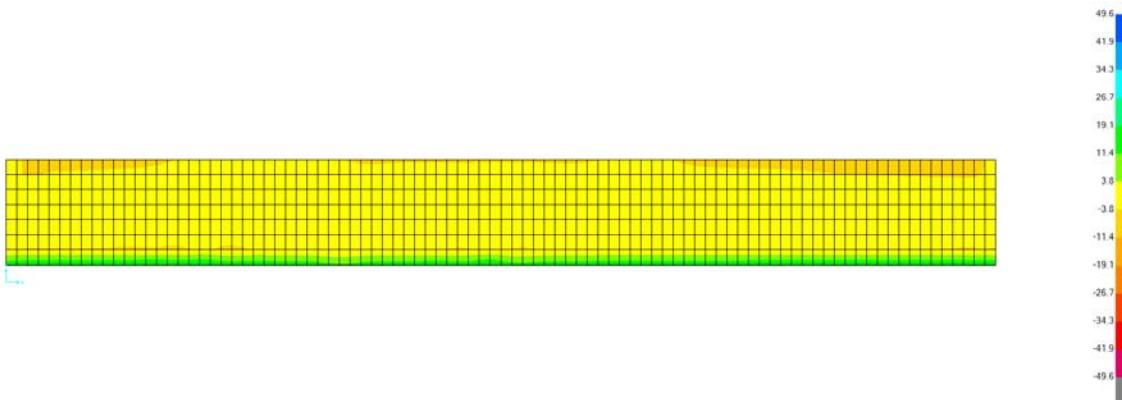


Figura 8-31 – M11 "sisma NL +y"

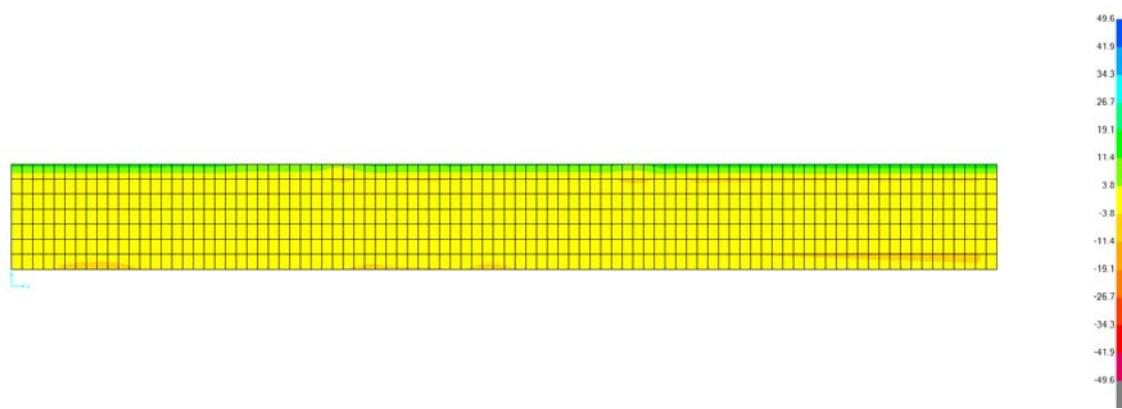


Figura 8-32 – M11 "sisma NL -y"

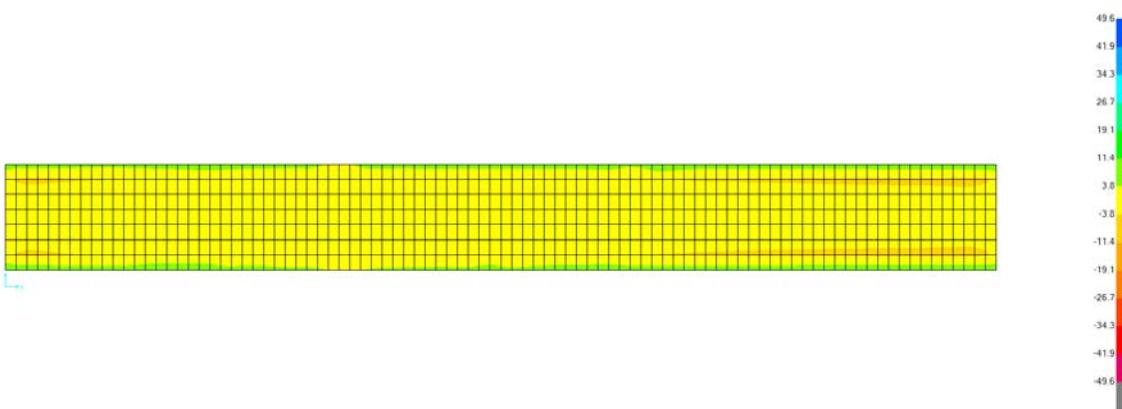


Figura 8-33 – M11 a SLU

La verifica è ampiamente soddisfatta per tutti e tre i casi di carico.

8.1.7 VERIFICA A SLU E SLV – Solettone esistente

VERIFICA A FLESSIONE – M22

Le verifiche a flessione del solettone vengono eseguite considerandolo come un sistema di travetti a doppio T di altezza 100 cm, con larghezza dell'anima di 20 cm e spessore delle ali di 15 cm (valore medio che considera la geometria rastremata per la presenza della cavità circolare di alleggerimento), armati secondo quanto dedotto dalle indagini in sito.

La resistenza flessione si determina sfruttando il software di calcolo VCaslu, separando la resistenza in direzione ortogonale ai binari (direzione di orditura dei solai) da quella in direzione longitudinale.

Per quanto riguarda la flessione nel senso dell'orditura (M22), poiché la disposizione è differente al lembo inferiore e superiore a seconda che ci si riferisca alla sezione di collegamento con i muri o a quella di mezzeria, si identifica il momento resistente negativo all'estremo del travetto e positivo nella mezzeria. Con riferimento a 1 m di soletta:

- All'estremo del travetto sono presenti al lembo teso: $5\phi 20 + 4\phi 16 = 23.75 \text{ cmq}$
- In mezzeria sono presenti al lembo teso: $4\phi 26 = 21.24 \text{ cmq}$

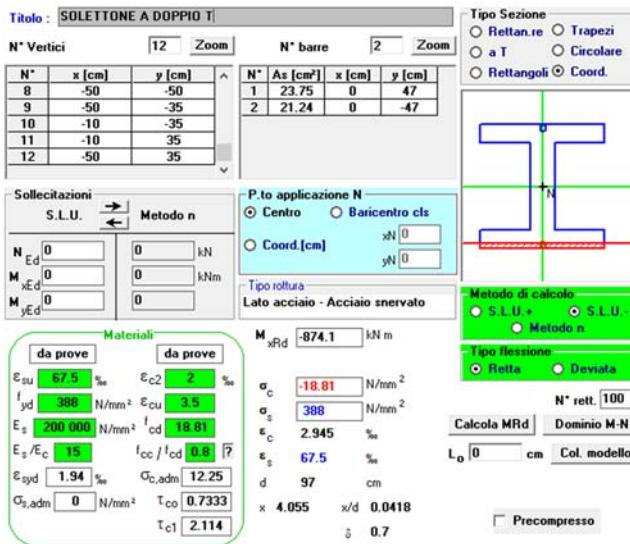


Figura 8-34 - Momento resistente di estremità

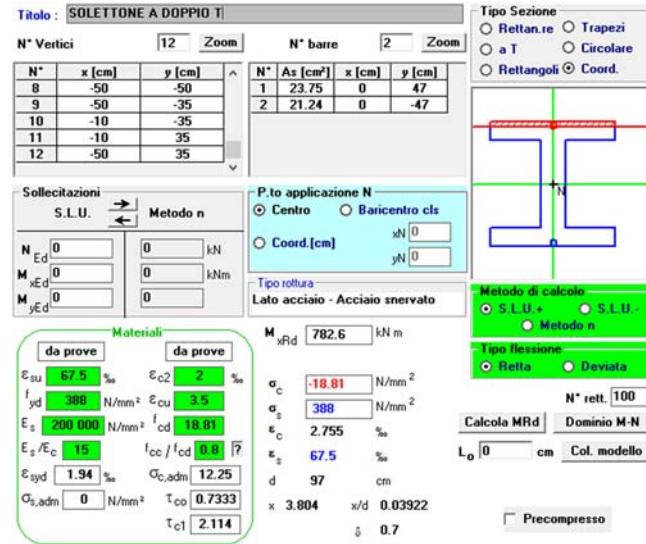


Figura 8-35- Momento resistente in mezzeria

I $4\phi 26$ corrono per tutta la lunghezza della trave e di conseguenza la resistenza a flessione positiva all'estremità è la medesima che si ha in mezzeria.

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello. Tale sollecitazione è identificata dalla componente M22 nel modello.

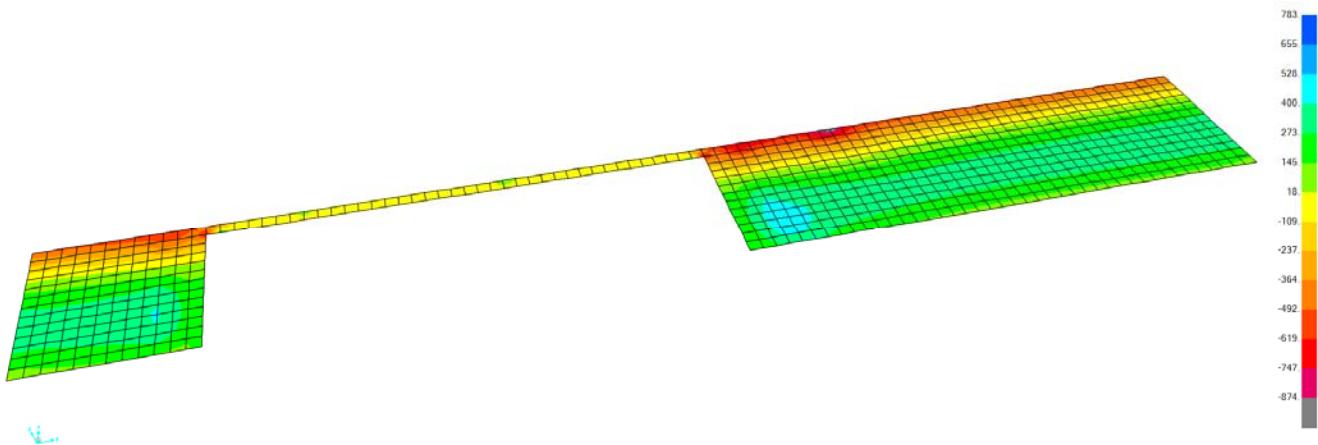


Figura 8-36 - M22 "sisma NL +y"

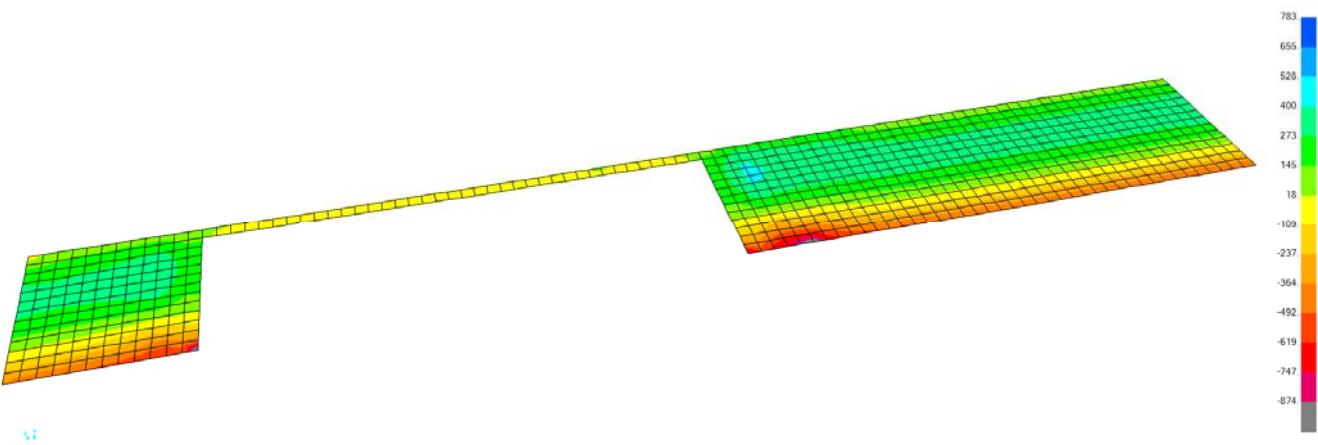


Figura 8-37 - M22 "sisma NL -y"

Si riporta inoltre la mappatura delle sollecitazioni per la combinazione di SLU:

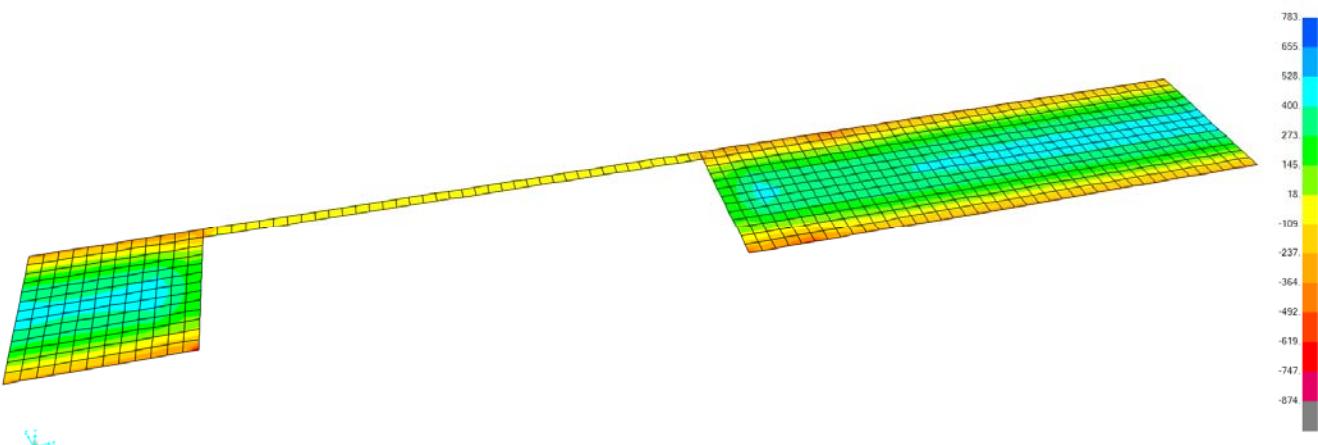


Figura 8-38 - M22 a SLU

I grafici mostrano come i limiti di resistenza che corrispondono alla disposizione di armatura esistente coprano tutta la sollecitazione. La verifica risulta di conseguenza soddisfatta.

Si sottolinea inoltre che le concentrazioni di momento maggiori si hanno in prossimità del foro rettangolare definito nello stato di progetto, tuttavia queste zone verranno demolite e rifatte, per cui sarà possibile provvedere ad inserire un adeguato quantitativo di armatura, tale da garantire la resistenza richiesta.

Si evidenzia inoltre come la combinazione di stato limite ultimo sia associata ad una sollecitazione minore rispetto a quelle sismiche.

VERIFICA A FLESSIONE – M11

Per quanto riguarda la direzione longitudinale del tunnel si calcola il momento resistente, considerando che, data la bassa percentuale di armatura, l'asse neutro sarà alto e quindi rientrerà all'interno dell'ala compressa, con la formula semplificata: $M_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_y$

L'armatura è identificata da 1φ12/30 al lembo inferiore e superiore, cui corrisponde: $M_{Rd} = \pm 125 \text{ kNm/m}$

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello. Tale sollecitazione è identificata dalla componente M11 nel modello.

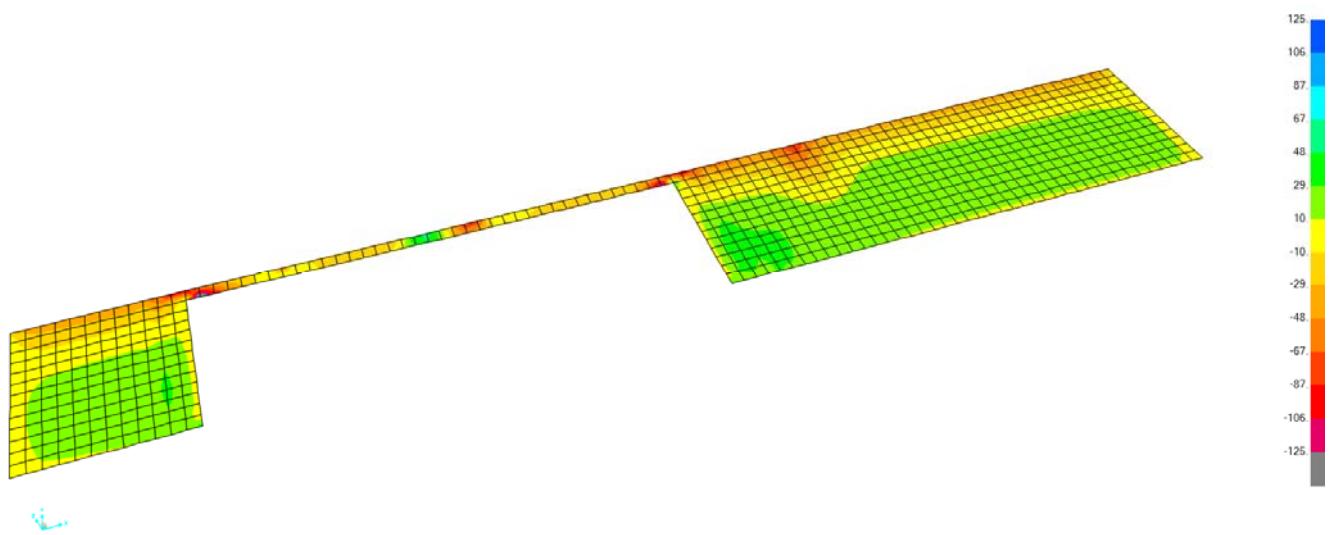


Figura 8-39 - M11 "sisma NL +y"

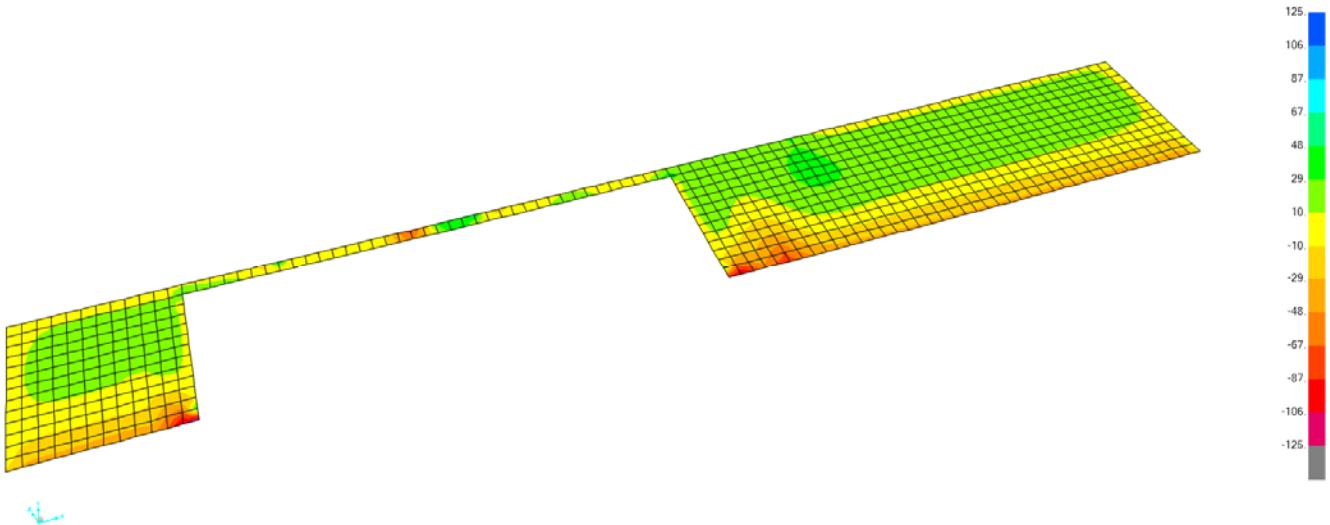


Figura 8-40 - M11 "sisma NL -y"

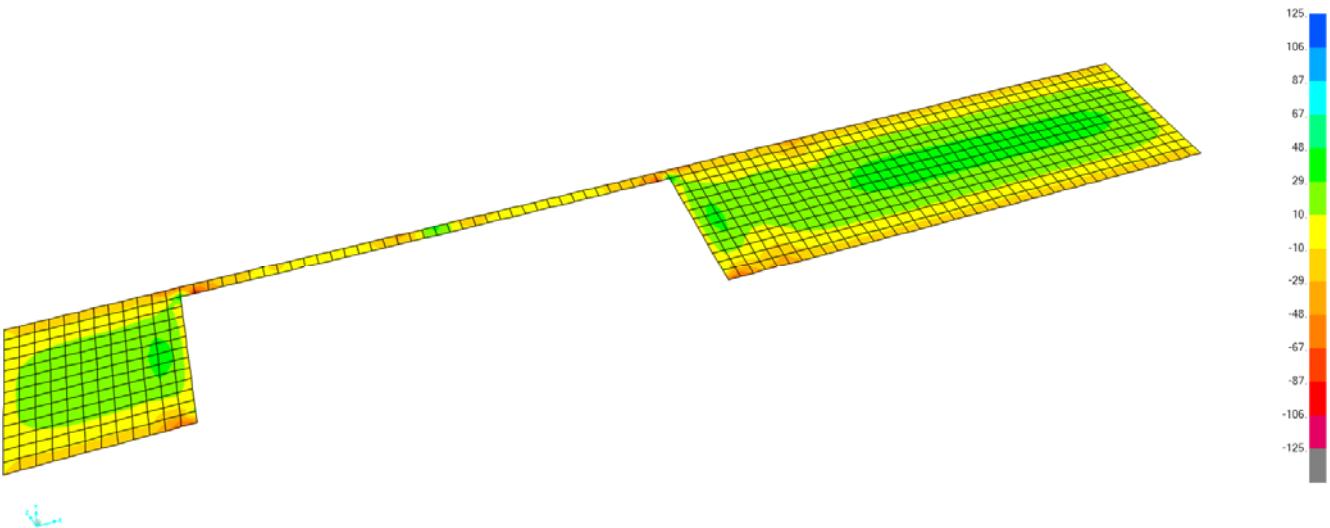


Figura 8-41 - M11 a SLU

I grafici mostrano come i limiti di resistenza che corrispondono alla disposizione di armatura esistente coprano tutta la sollecitazione. La verifica risulta di conseguenza soddisfatta.

Si sottolinea inoltre che le concentrazioni di momento maggiori si hanno in prossimità del foro rettangolare definito nello stato di progetto, tuttavia queste zone verranno demolite e rifatte, per cui sarà possibile provvedere ad inserire un adeguato quantitativo di armatura, tale da garantire la resistenza richiesta.

Si evidenzia inoltre come la combinazione di stato limite ultimo sia associata ad una sollecitazione minore rispetto a quelle sismiche.

VERIFICA A TAGLIO - V23

Il taglio in senso trasversale al tunnel (V23) deve essere portato da un'apposita distribuzione di armatura trasversale, tuttavia le indagini in sito hanno evidenziato che le staffe previste nel progetto originario non sono in realtà chiuse e questo rende impossibile considerarle interamente collaboranti.

Nella verifica a taglio si considerano reagenti:

- I ferri sagomati con disposizione 1φ12/35 per l'80%, considerando la loro inclinazione di circa 30° rispetto alla verticale;
- Le staffe con disposizione 1φ12/30 per il 20%.

La resistenza a taglio è calcolata per il singolo travetto considerando un comportamento a trave:

| VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|--|--|----------------------------------|--|------|-----------|--------------|--|---------|------------|------------------------------|--|--------------------------|-----------|-------------------------------|--|---------------|------------------------|---|--|---------------|---|---|--|----------------------------|-----------|---|--|----------------------------|-----------|--|--|
| SEZIONE SOLETTONE IN C.A. - MASSIMA SOLLECITAZIONE DI TAGLIO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <tr> <td colspan="2"><i>Caratteristiche geometriche della sezione</i></td> <td colspan="2"><i>Caratteristiche Materiali</i></td> </tr> <tr> <td>Base</td> <td>b = 20 cm</td> <td>Rck = 40 Mpa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Altezza</td> <td>h = 100 cm</td> <td>fck = 33.2 N/mm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Altezza utile di calcolo</td> <td>d = 97 cm</td> <td>fcd = 18.81 N/mm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Base efficace</td> <td>b_w = 20 cm</td> <td>f_{tk} = 540 N/mm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Area armature</td> <td>A_{s1} = 23.75 cm²</td> <td>f_{yk} = 446 N/mm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Azione trazione/compressa:</td> <td>Nsd= 0 kN</td> <td>f_{y4} = 388 N/mm²</td> <td></td> </tr> <tr> <td><i>taglio agente (Vad)</i></td> <td>Vsd= 0 kN</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> | | <i>Caratteristiche geometriche della sezione</i> | | <i>Caratteristiche Materiali</i> | | Base | b = 20 cm | Rck = 40 Mpa | | Altezza | h = 100 cm | fck = 33.2 N/mm ² | | Altezza utile di calcolo | d = 97 cm | fcd = 18.81 N/mm ² | | Base efficace | b _w = 20 cm | f _{tk} = 540 N/mm ² | | Area armature | A _{s1} = 23.75 cm ² | f _{yk} = 446 N/mm ² | | Azione trazione/compressa: | Nsd= 0 kN | f _{y4} = 388 N/mm ² | | <i>taglio agente (Vad)</i> | Vsd= 0 kN | | |
| <i>Caratteristiche geometriche della sezione</i> | | <i>Caratteristiche Materiali</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Base | b = 20 cm | Rck = 40 Mpa | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Altezza | h = 100 cm | fck = 33.2 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Altezza utile di calcolo | d = 97 cm | fcd = 18.81 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Base efficace | b _w = 20 cm | f _{tk} = 540 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Area armature | A _{s1} = 23.75 cm ² | f _{yk} = 446 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Azione trazione/compressa: | Nsd= 0 kN | f _{y4} = 388 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <i>taglio agente (Vad)</i> | Vsd= 0 kN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| VERIFICA DELLA RESISTENZA SENZA ARMATURA D'ANIMA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| resistenza a taglio di calcolo (VRd1) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $V_{rd1} = \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot R \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 116 \text{ kN} \quad \text{verificato}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Effetto di ingranamento degli inerti: k = 1.45 Rapporto geometrico d'armatura: p = 0.01 tensione compressione/trazione: σcp = 0.00 N/mm ² $\gamma_c = 1.5$ $\sigma_{cp} = 0.00 \cdot 1.5 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $n_{min} = 0.35$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| VERIFICA DELLA RESISTENZA CON ARMATURA D'ANIMA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| taglio da assorbire con l'armatura trasversale | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| diametro staffe $\varnothing_{staffe} = - \text{ mm}$ numero bracci staffe $n = -$ area sezione trasversale dell' armatura a tagl $A_{sw} = - \text{ mm}^2$ passo delle staffe $s = - \text{ mm}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Verifica armatura | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\frac{A_{sw}}{s} = 0.598 \text{ mm}^2/\text{mm}$ $\cotg \alpha = 0$ $\sin \alpha = 1$ $\cotg \beta = 1.50$ $n = ##$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $V_{rd1} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{sd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \beta) \cdot \sin \alpha = 304 \text{ kN} \quad \text{verificato}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Verifica a schiacciamento del puntone compresso | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $a_c = 1$ $f_{sd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $V_{rd1} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{sd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \beta) / [1 + \cotg^2 \beta] = 758 \text{ kN} \quad \text{verificato}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

La resistenza a taglio di progetto è di 304 kN/m.

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione tagliente da modello, imponendo come limite del range il taglio massimo resistente ± 304 kN/m.

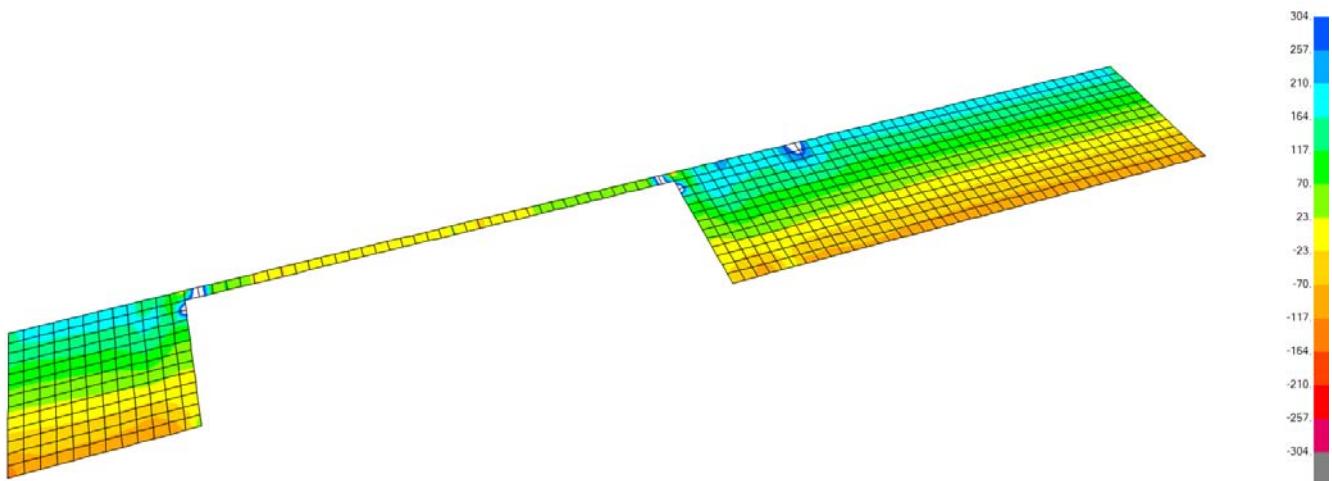


Figura 8-42 - V23 "sisma NL +y"

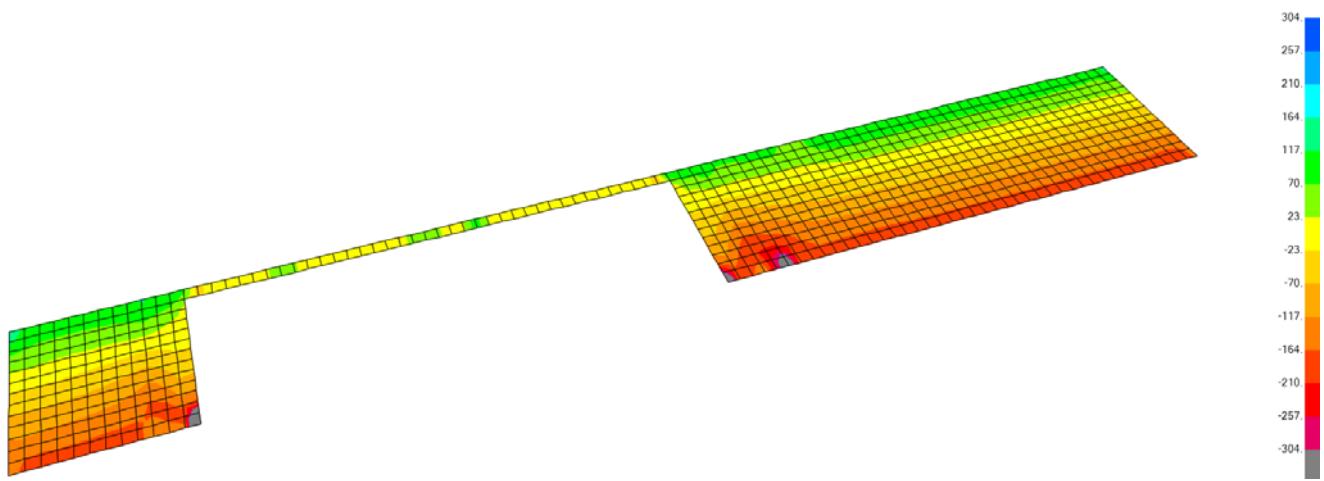


Figura 8-43 - V23 "sisma NL -y"

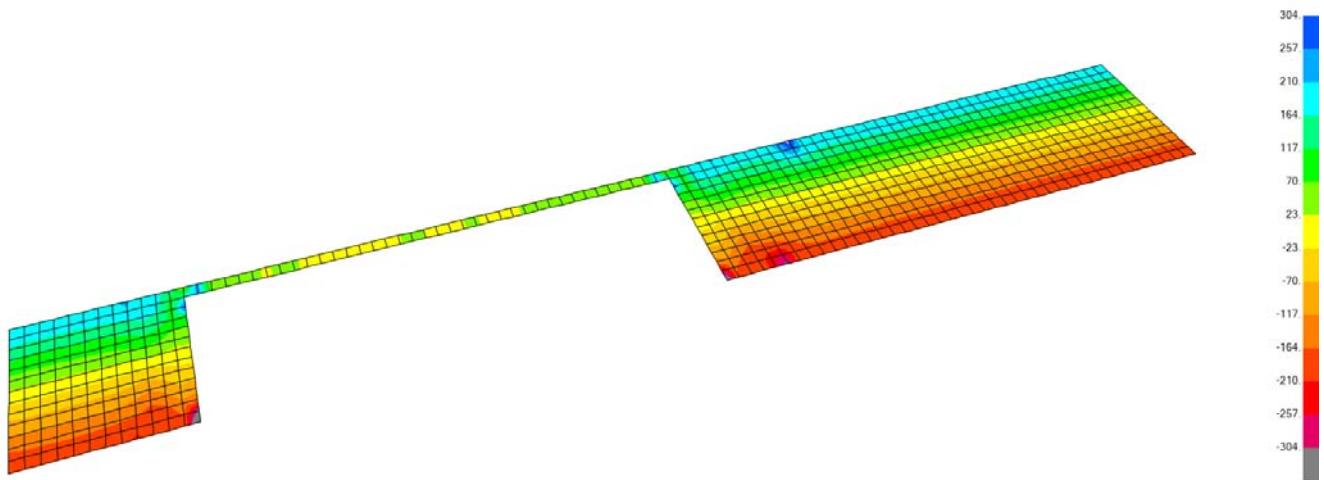


Figura 8-44 - V23 a SLU

Anche per quanto riguarda il taglio si osserva come la sollecitazione sia maggiore nel caso della combinazione sismica.

Si hanno piccole zone di concentrazione della sollecitazione in cui il picco supera il massimo taglio resistente, tuttavia tali zone sono concentrate o in prossimità del foro rettangolare (zona che viene demolita e rifatta, armandola adeguatamente), o all'attacco tra i setti verticali e il solettone. Queste ultime zone non sono significative in quanto il contatto puntuale tra elementi shell ortogonali è causa di distribuzione di sforzi con picchi di concentrazione non realistici e associati unicamente alla modellazione numerica. Operando un'integrazione sulla lunghezza di 1 m (dimensione degli EF della mesh) i valori rientrano ampiamente nel range ammissibile.

Altrove la verifica è soddisfatta.

8.1.8 VERIFICA A SLU E SLV – Muri del tunnel (spessore 70 cm)

VERIFICA A FLESSIONE – M22

Per quanto riguarda la verifica a flessione è necessario considerare che il momento resistente dei muri da 70 cm dipende dalla quota, in quanto varia la disposizione delle armature secondo quanto prescritto dal progetto originale:

- Alla base è presente 1φ20/20 sia al lembo esterno che al lembo interno;
- In sommità sono presenti 1+1φ20/20 al lembo esterno e 1φ20/20 al lembo interno.

Il momento resistente nelle due configurazioni è calcolato tramite il programma VCaSlu:

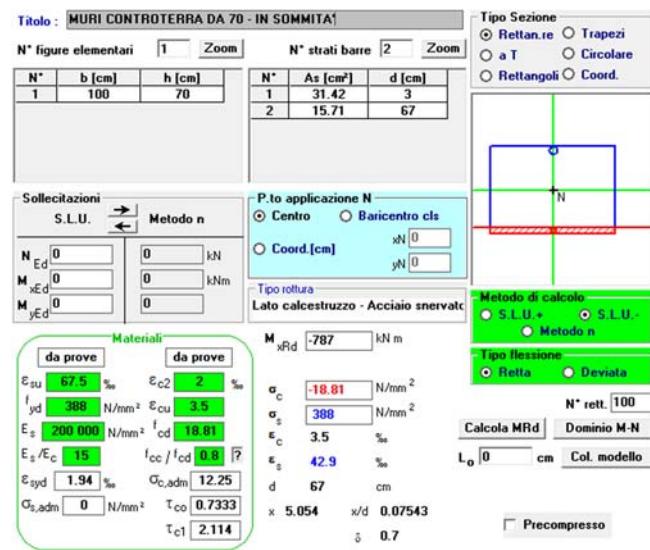
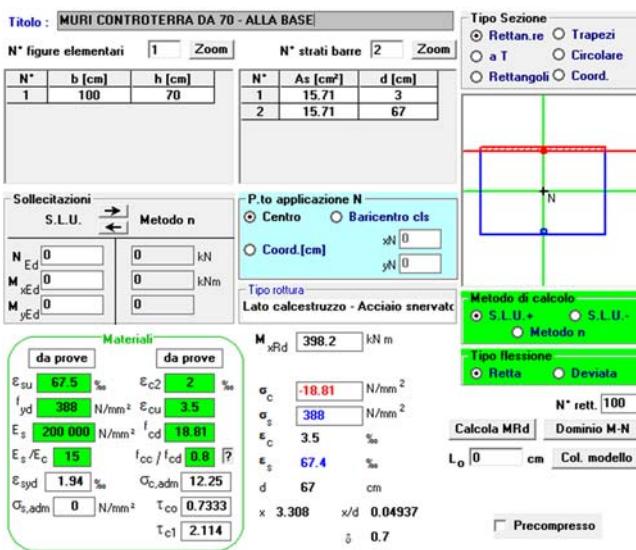


Figura 8-45 - Momento resistente alla base

Figura 8-46- Momento resistente in sommità

Data la poca influenza dell'armatura compressa, il momento resistente in sommità verso l'esterno è il medesimo che si ha alla base.

Verifica della flessione alla base dei muri

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello, imponendo come limite del range il momento massimo resistente ± 398.2 kNm/m. La zona della mappatura a cui fare riferimento è solamente quella inferiore.

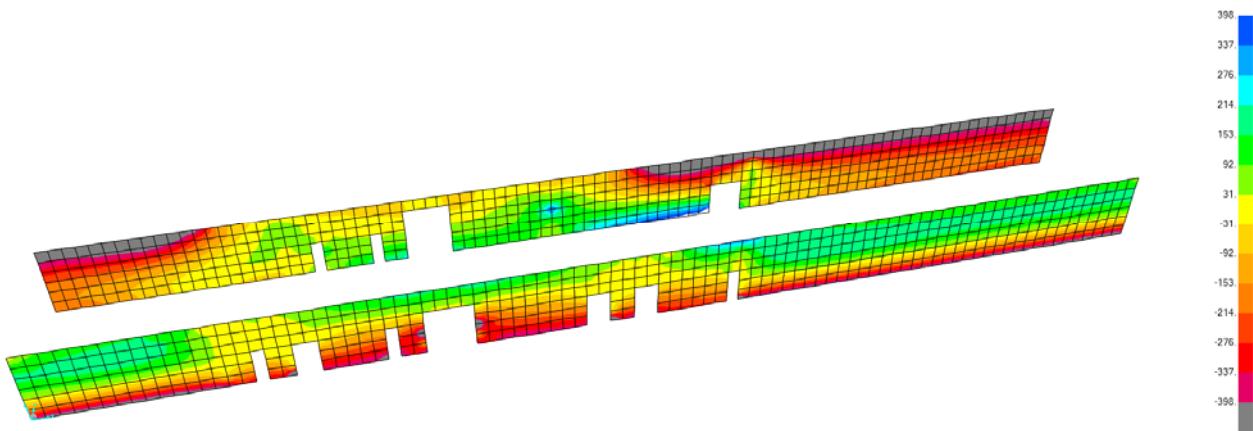


Figura 8-47 - M22 "sisma NL +y"

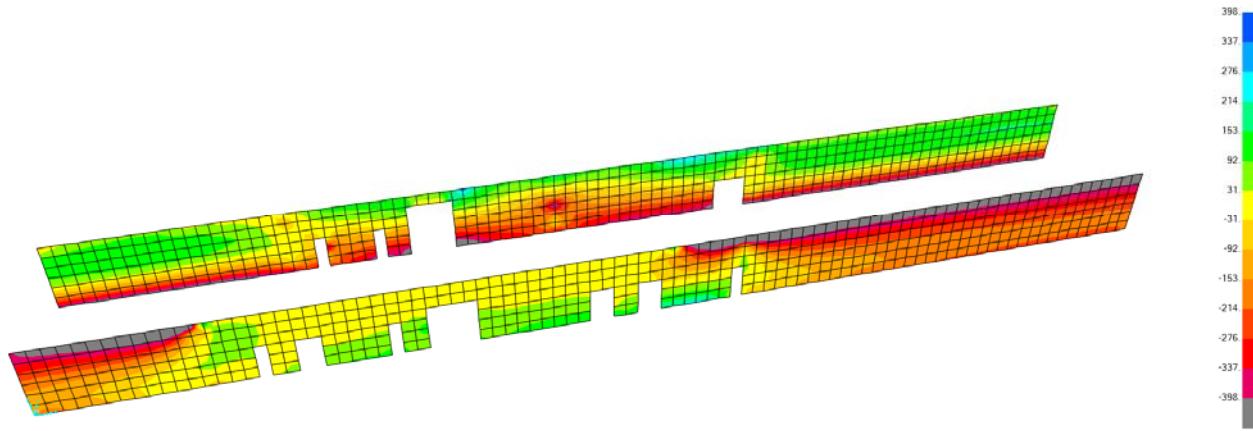


Figura 8-48 - M22 "sisma NL -y"

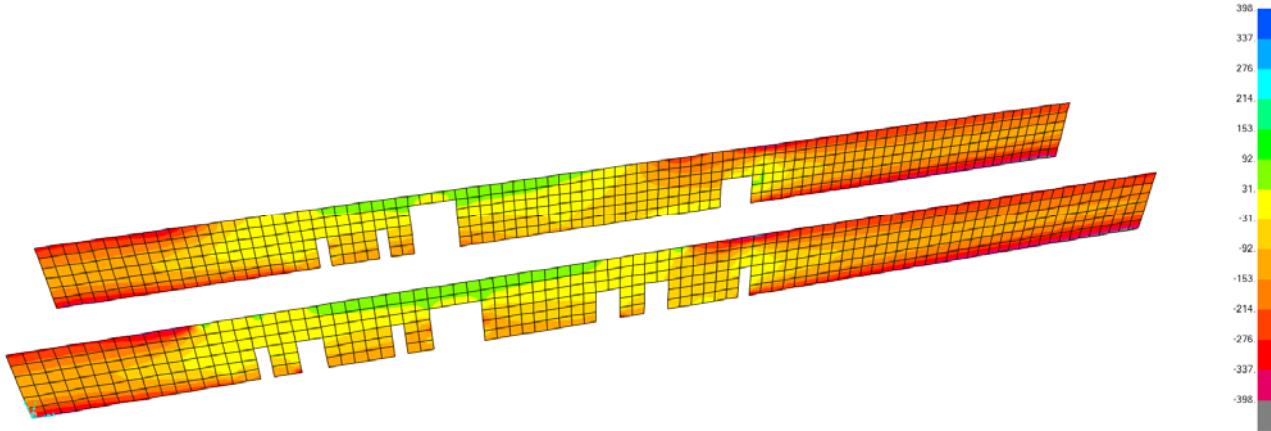


Figura 8-49 - M22 a SLU

Anche in questo caso la sollecitazione associata alla combinazione di stato limite ultimo presenta valori inferiori a quella sismica.

Si osserva che il range definito copre tutta la mappatura eccetto per zone limitate. Operando un'integrazione sulla lunghezza di 1 m (dimensione degli EF della mesh) i valori rientrano ampiamente nel range ammissibile.

Verifica della flessione alla sommità dei muri

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello, imponendo come limite del range il momento massimo resistente +398.2 kNm/m e -787 kNm/m. La zona della mappatura a cui fare riferimento è solamente quella superiore.

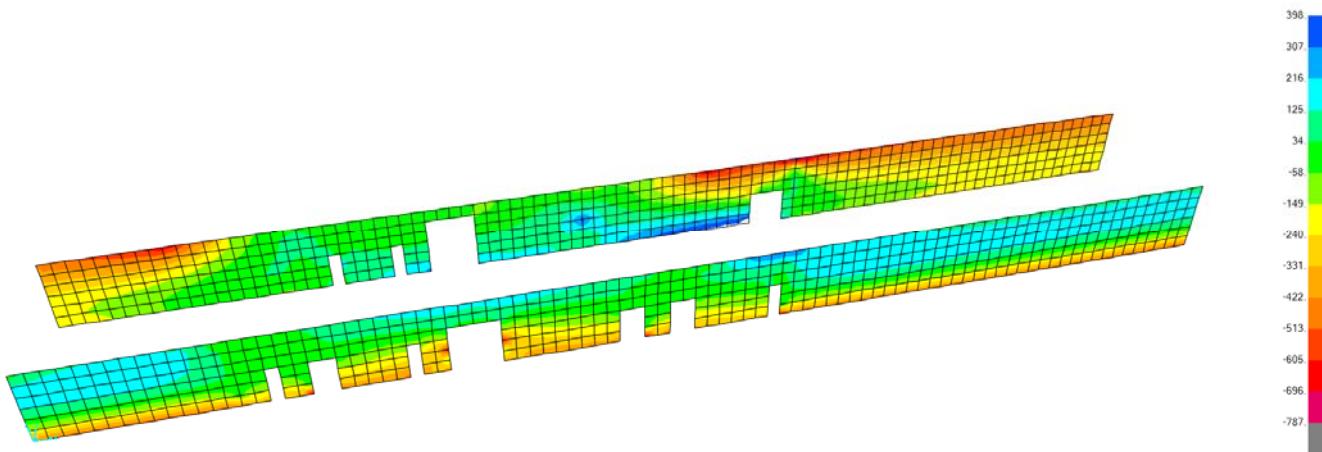


Figura 8-50 - M22 "sisma NL +y"

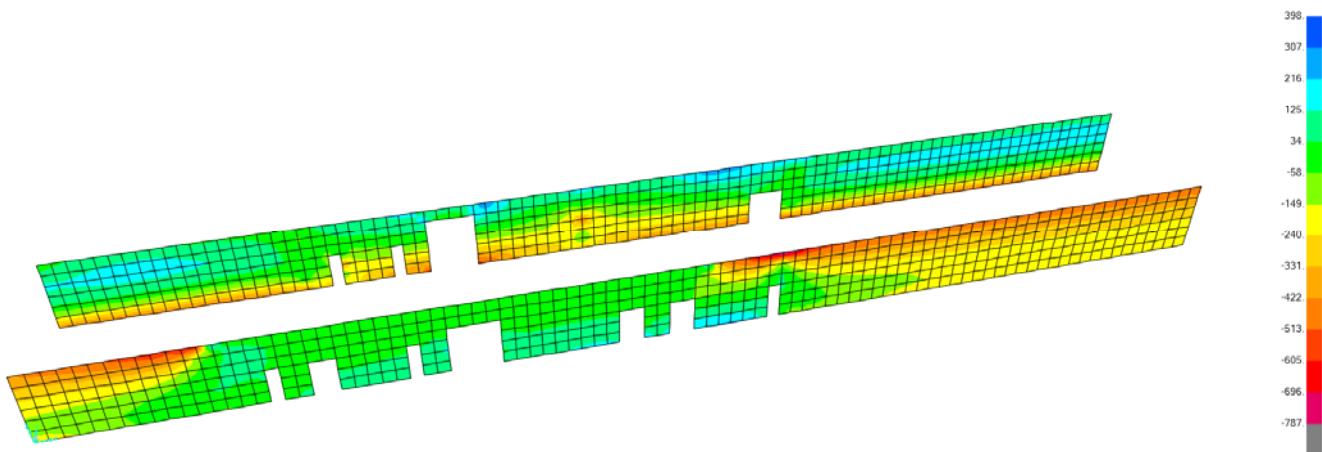


Figura 8-51 - M22 "sisma NL -y"

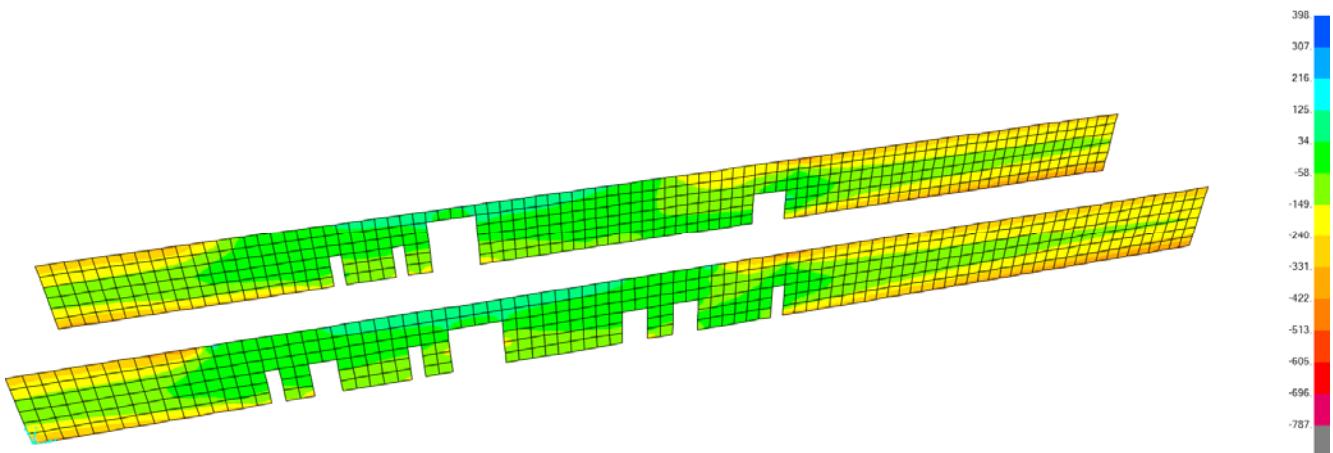


Figura 8-52 - M22 a SLU

Il range definito copre l'intera mappatura e la verifica è quindi soddisfatta.

Le sollecitazioni sismiche danno luogo a sollecitazioni di importanza maggiore rispetto a quelle relative allo SLU.

VERIFICA A TAGLIO – V23

Il taglio in senso trasversale al tunnel (V23) deve essere portato dalla distribuzione di armatura trasversale evidenziata dalle indagini:

- ferri con disposizione 1φ12/40

La resistenza a taglio è calcolata su 1 m di muro, considerando un comportamento a trave:

| VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|---|------------|--------------|---------|-----------|------------------------------|--------------------------|-----------|-------------------------------|---------------|-------------|---|---------------|---|---|----------------------------|------------|---|---------------------|------------|--|
| SEZIONE | MURO CONTROTERRA IN C.A. (sezione di base) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MASSIMA SOLLECITAZIONE DI TAGLIO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Caratteristiche geometrichi della sezione <table> <tr> <td>Base</td> <td>b = 100 cm</td> <td>Rck = 40 Mpa</td> </tr> <tr> <td>Altezza</td> <td>h = 70 cm</td> <td>fck = 33.2 N/mm²</td> </tr> <tr> <td>Altezza utile di calcolo</td> <td>d = 67 cm</td> <td>fcd = 18.81 N/mm²</td> </tr> <tr> <td>Base efficace</td> <td>bw = 100 cm</td> <td>f_{tk} = 540 N/mm²</td> </tr> <tr> <td>Area armature</td> <td>A_{s1} = 15.71 cm²</td> <td>f_{yk} = 446 N/mm²</td> </tr> <tr> <td>Azione trazione/compressi:</td> <td>Nsd = 0 kN</td> <td>f_{yd} = 388 N/mm²</td> </tr> <tr> <td>taglio agente (Vad)</td> <td>Vsd = 0 kN</td> <td></td> </tr> </table> | | Base | b = 100 cm | Rck = 40 Mpa | Altezza | h = 70 cm | fck = 33.2 N/mm ² | Altezza utile di calcolo | d = 67 cm | fcd = 18.81 N/mm ² | Base efficace | bw = 100 cm | f _{tk} = 540 N/mm ² | Area armature | A _{s1} = 15.71 cm ² | f _{yk} = 446 N/mm ² | Azione trazione/compressi: | Nsd = 0 kN | f _{yd} = 388 N/mm ² | taglio agente (Vad) | Vsd = 0 kN | |
| Base | b = 100 cm | Rck = 40 Mpa | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Altezza | h = 70 cm | fck = 33.2 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Altezza utile di calcolo | d = 67 cm | fcd = 18.81 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Base efficace | bw = 100 cm | f _{tk} = 540 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Area armature | A _{s1} = 15.71 cm ² | f _{yk} = 446 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Azione trazione/compressi: | Nsd = 0 kN | f _{yd} = 388 N/mm ² | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| taglio agente (Vad) | Vsd = 0 kN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Caratteristiche Materiali | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| VERIFICA DELLA RESISTENZA SENZA ARMATURA D'ANIMA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <u>resistenza a taglio di calcolo (VRd1)</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $V_{rd1} = \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 246 \text{ kN}$ $\left(V_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = 260 \text{ kN}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Effetto di ingranamento degli inerti: k = 1.55 Rapporto geometrico d'armatura: ρ = 0.00 tensione compressione/trazione σcp = 0.00 N/mm ² n _{min} = 0.39 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| VERIFICA DELLA RESISTENZA CON ARMATURA D'ANIMA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <u>taglio da assorbire con l'armatura trasversale</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| diametro staffe Ø _{staffa} = 12 mm numero bracci staffe n = 2.5 area sezione trasversale dell' armatura a taglio A _{sw} = 282.74 mm ² passo delle staffe s = 400 mm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <u>Verifica armatura</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\frac{A_{sw}}{s} = 0.71 \text{ mm}^2/\text{mm}$ $\begin{aligned} \operatorname{ctg} \alpha &= 0 \\ \sin \alpha &= 1 \\ \operatorname{ctg} \theta &= 2.00 \end{aligned}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $V_{rd2} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{vd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha = 331 \text{ kN}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <u>Verifica a schiacciamento del puntone compresso</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $a_c = 1$ $f_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $V_{rd3} = 0.9 \cdot d \cdot b_r \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) = 2269 \text{ kN}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

La resistenza a taglio di progetto è di 331 kN/m.

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione tagliente da modello, imponendo come limite del range il taglio massimo resistente ± 331 kN/m.

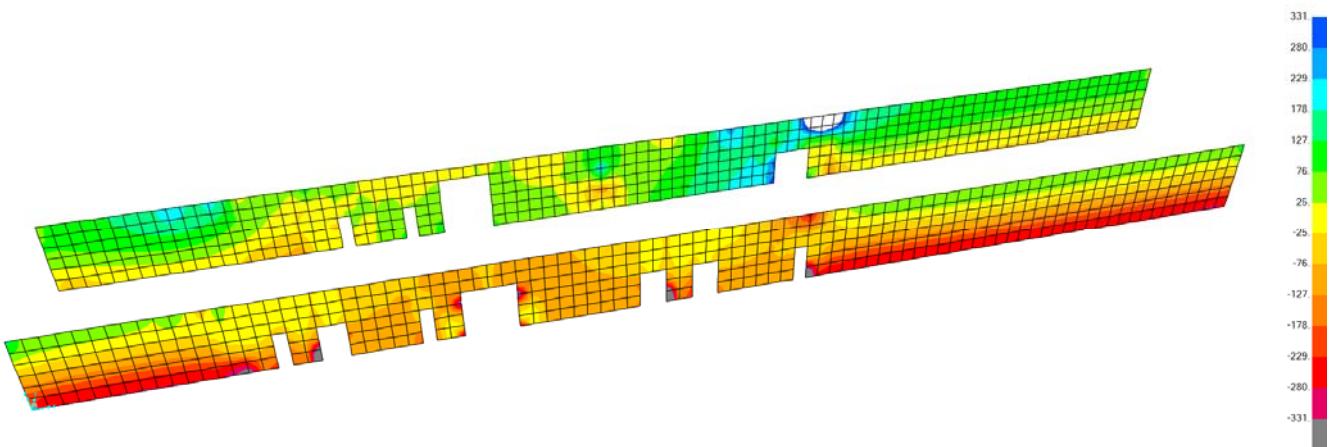


Figura 8-53 - V23 "sisma NL +y"

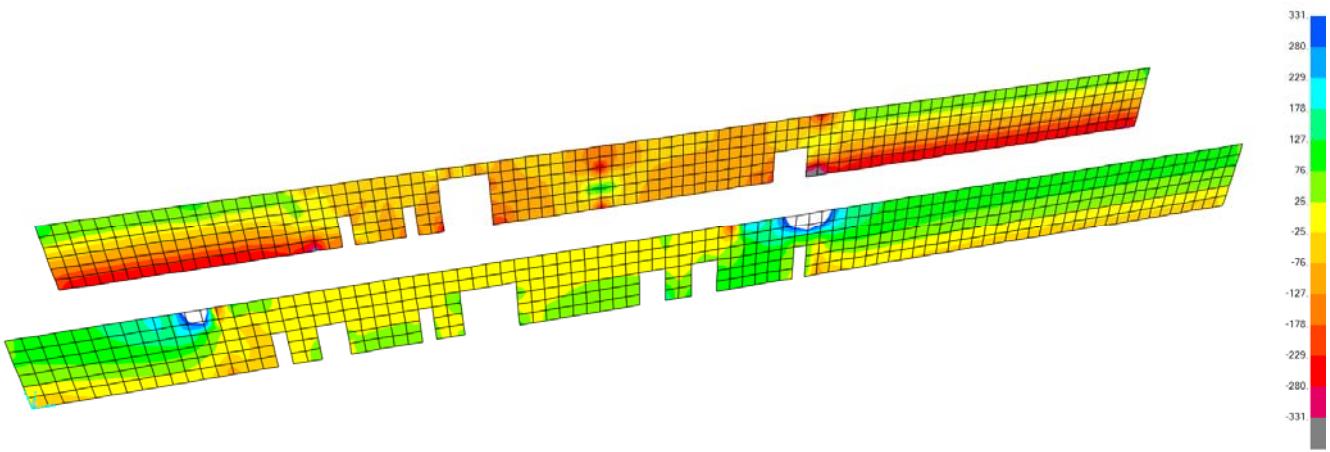


Figura 8-54 - V23 "sisma NL -y"

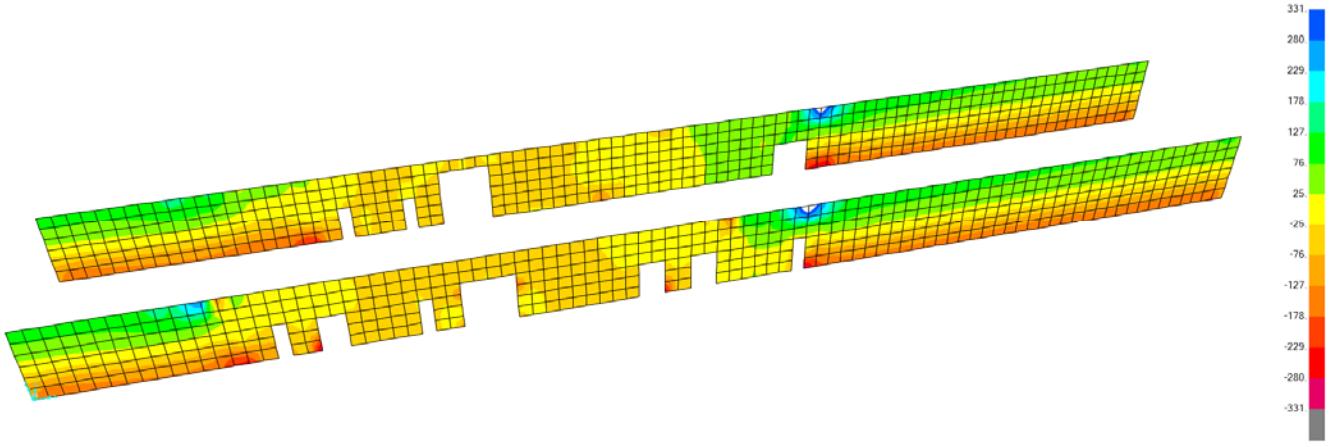


Figura 8-55 - V23 a SLU

8.1.9 VERIFICA A SLU E SLV – Muri degli interrati (spessore 40 cm)

VERIFICA A FLESSIONE – M22

Per quanto riguarda la verifica a flessione si considera la disposizione di armatura rilevata con le indagini:

- Alla base è presente 1φ20/20 sia al lembo esterno che al lembo interno;
- In sommità è presente 1φ20/20 sia al lembo esterno che al lembo interno.

Il momento resistente nelle due configurazioni è il medesimo e viene calcolato tramite il programma VCaSlu:

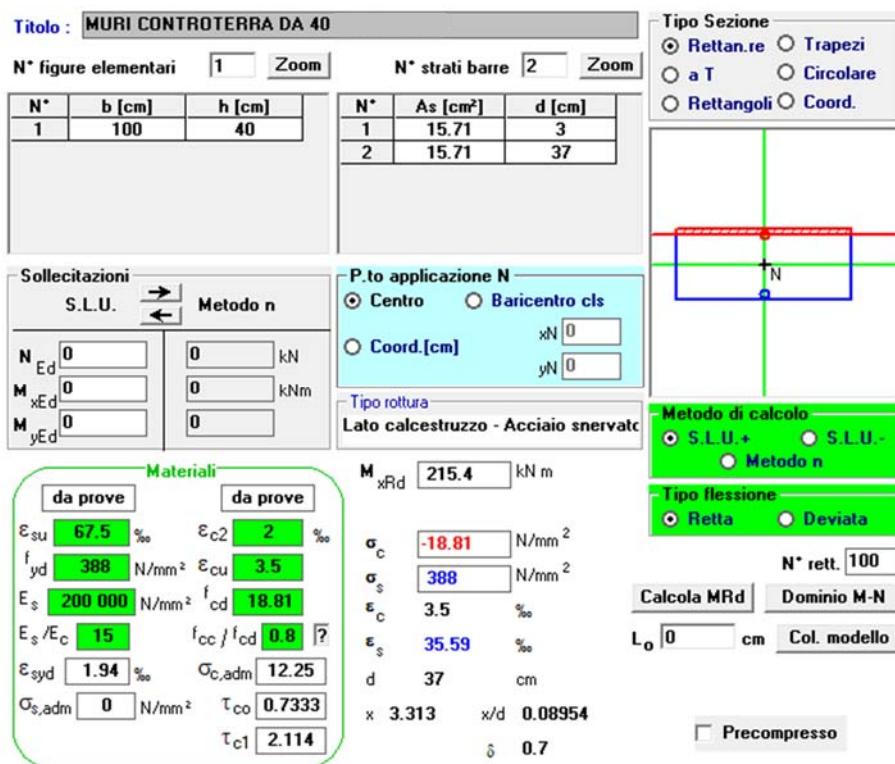


Figura 8-56 - Momento resistente alla base

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente da modello, imponendo come limite del range il momento massimo resistente ± 215.4 kNm/m.

Anche in questo caso la sollecitazione associata alla combinazione di stato limite ultimo presenta valori inferiori a quella sismica.

Si osserva che il range definito copre tutta la mappatura eccetto per zone limitate. Operando un'integrazione sulla lunghezza di 1 m (dimensione degli EF della mesh) i valori rientrano ampiamente nel range ammissibile.

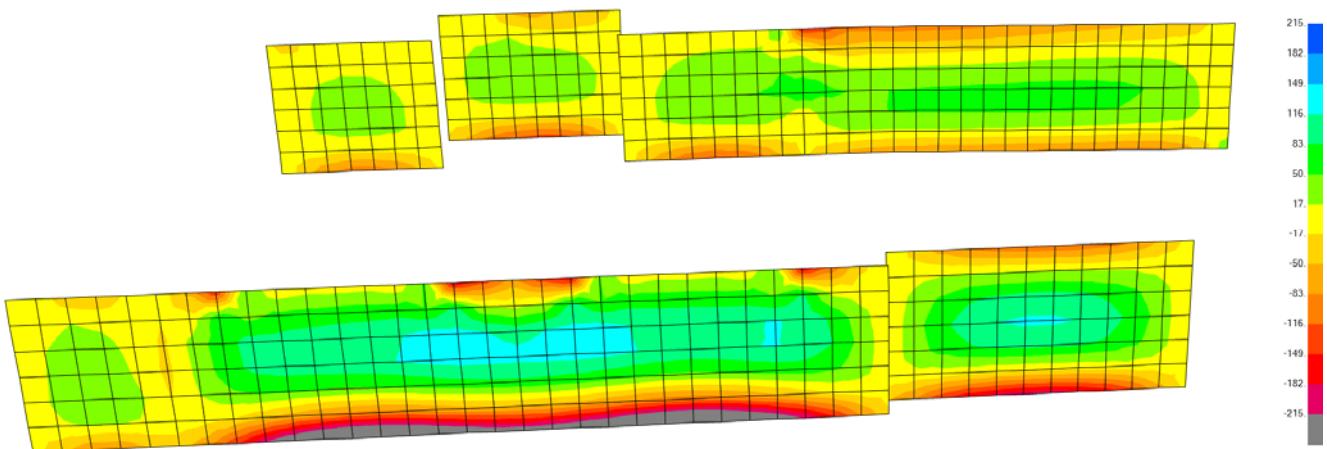


Figura 8-57 - M22 "sisma NL +y"

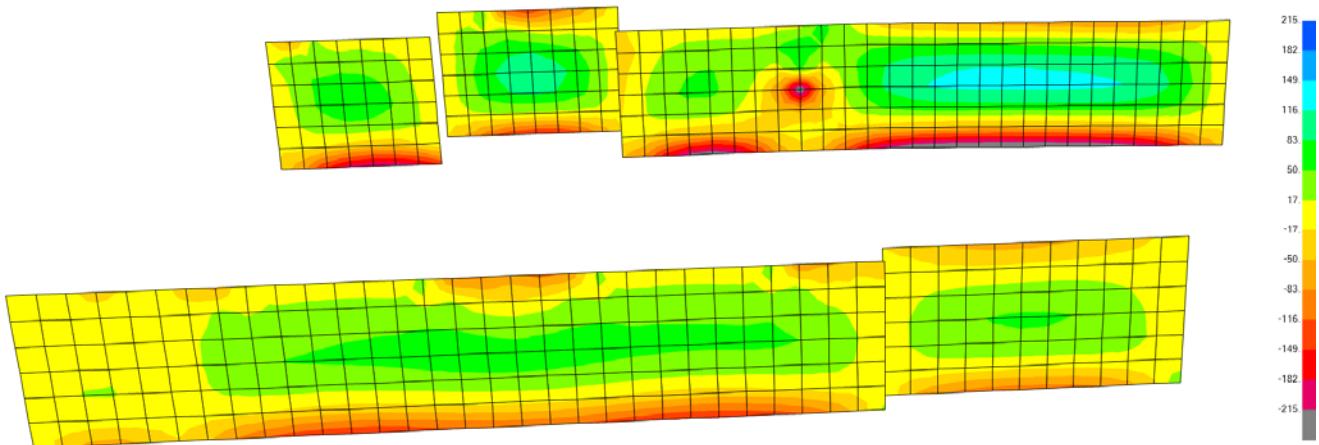


Figura 8-58 - M22 "sisma NL -y"

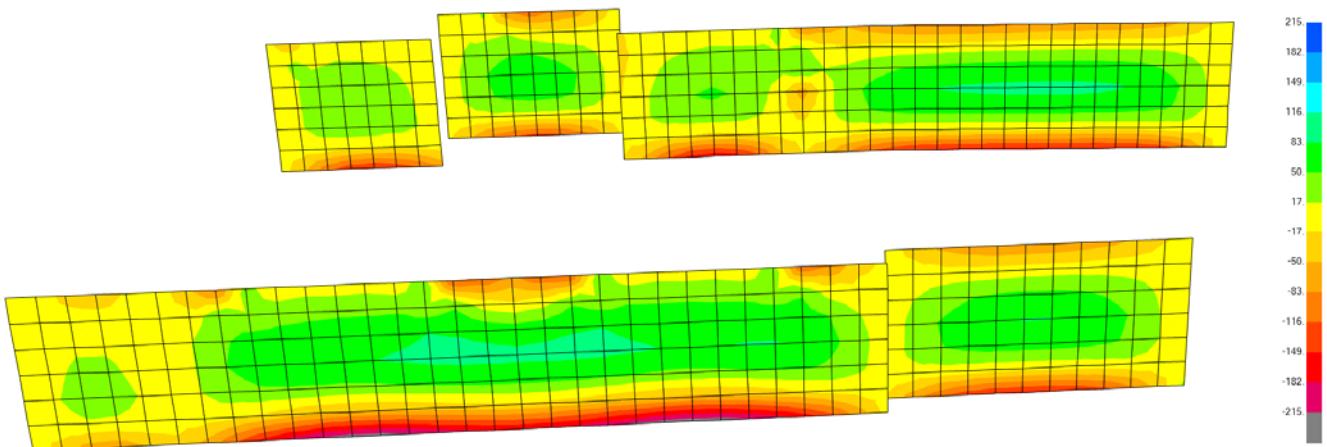


Figura 8-59 - M22 a SLU

VERIFICA A TAGLIO – V23

Il taglio in senso trasversale al tunnel (V23) deve essere portato dalla distribuzione di armatura trasversale evidenziata dalle indagini:

- ferri con disposizione 1φ12/40

La resistenza a taglio è calcolata su 1 m di muro, considerando un comportamento a trave:

| VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 | |
|--|--|
| SEZIONE MURO CONTROTERRA IN C.A. (sezione di base) MASSIMA SOLLECITAZIONE DI TAGLIO | |
| Caratteristiche geometriche della sezione Base $b = 100$ cm $R_{ck} = 40$ Mpa Altezza $h = 40$ cm $f_{ck} = 33.2$ N/mm ² Altezza utile di calcolo $d = 37$ cm $f_{cd} = 18.81$ N/mm ² Base efficace $b_w = 100$ cm $f_{tk} = 540$ N/mm ² Area armature $A_{s1} = 15.71$ cm ² $f_{yk} = 446$ N/mm ² Azione trazione/compresa: $N_{sd} = 0$ kN $f_{yd} = 388$ N/mm ² taglio agente (V_{sd}) $V_{sd} = 0$ kN | |
| Caratteristiche Materiali $R_{ck} = 40$ Mpa $f_{ck} = 33.2$ N/mm ² $f_{cd} = 18.81$ N/mm ² $f_{tk} = 540$ N/mm ² $f_{yk} = 446$ N/mm ² $f_{yd} = 388$ N/mm ² | |
| VERIFICA DELLA RESISTENZA SENZA ARMATURA D'ANIMA resistenza a taglio di calcolo (VRd1) $V_{rd1} = \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot p \cdot f_{cd})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 186 \text{ kN}$ $> (V_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 171 \text{ kN}$ Effetto di ingranamento degli inerti: $k = 1.74$ Rapporto geometrico d'armatura: $p = 0.00$ tensione compressione/trazione: $\sigma_{cp} = 0.00$ N/mm ² $n_{min} = 0.46$ | |
| VERIFICA DELLA RESISTENZA CON ARMATURA D'ANIMA taglio da assorbire con l'armatura trasversale diametro staffe $\varnothing_{staffe} = 12$ mm numero bracci staffe $n = 2.5$ area sezione trasversale dell' armatura a tagl $A_{sw} = 282.74$ mm ² passo delle staffe $s = 400$ mm Verifica armatura $\frac{A_{sw}}{s} = 0.71 \text{ mm}^2/\text{mm}$ $\cotg \alpha = 0$ $\sin \alpha = 1$ $\cotg \beta = 2.50$ $V_{rd1} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \beta) \cdot \sin \alpha = 228 \text{ kN}$ | |
| Verifica a schiacciamento del puntone compresso $a_c = 1$ $f_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$ $V_{rd1} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \beta) / (1 + \cotg^2 \beta) = 1080 \text{ kN}$ | |

La resistenza a taglio di progetto è di 228 kN/m.

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione tagliente da modello, imponendo come limite del range il taglio massimo resistente $\pm 228 \text{ kN/m}$.

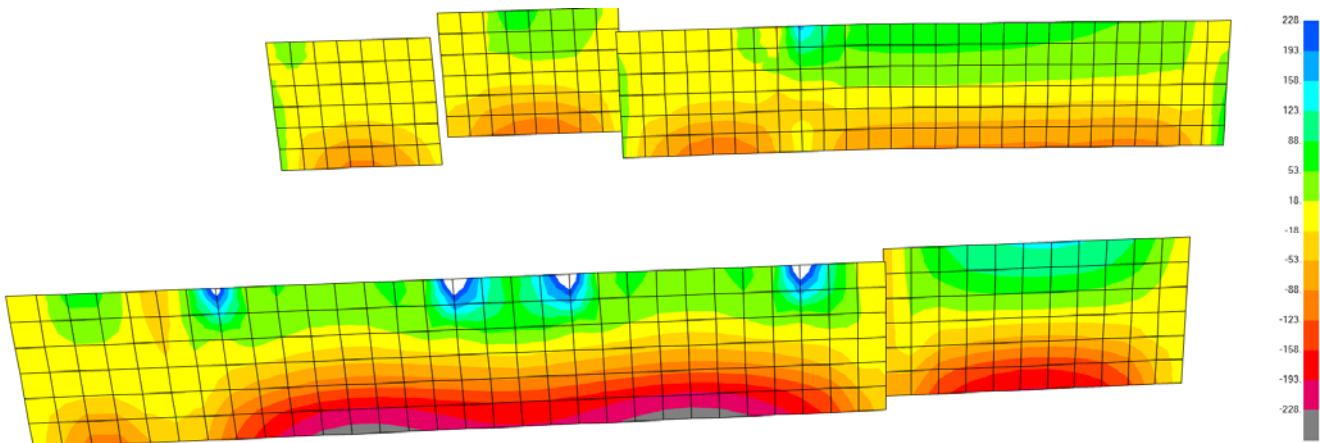


Figura 8-60 - V23 "sisma NL +y"

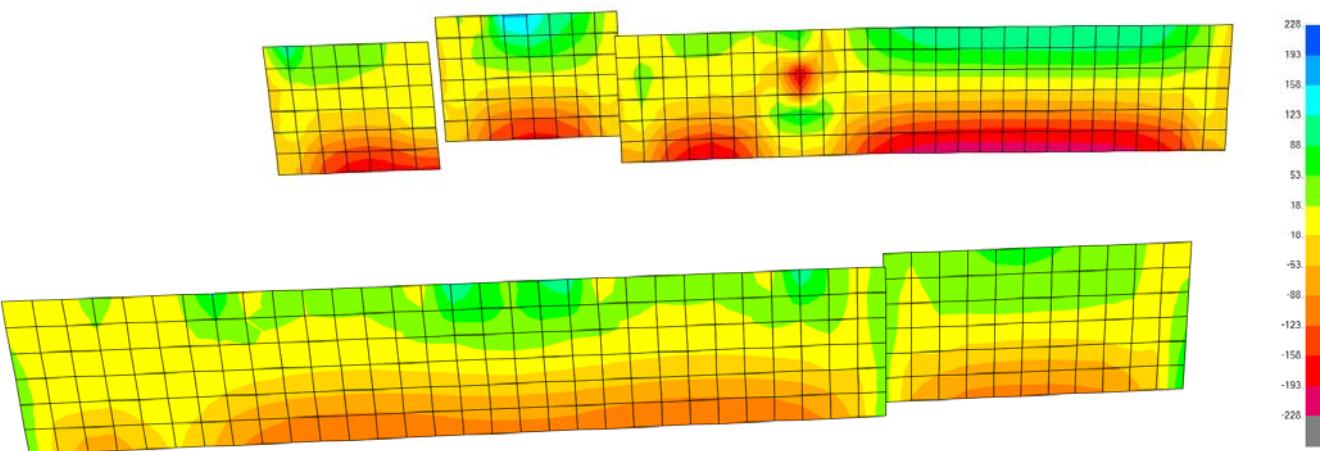


Figura 8-61 - V23 "sisma NL -y"

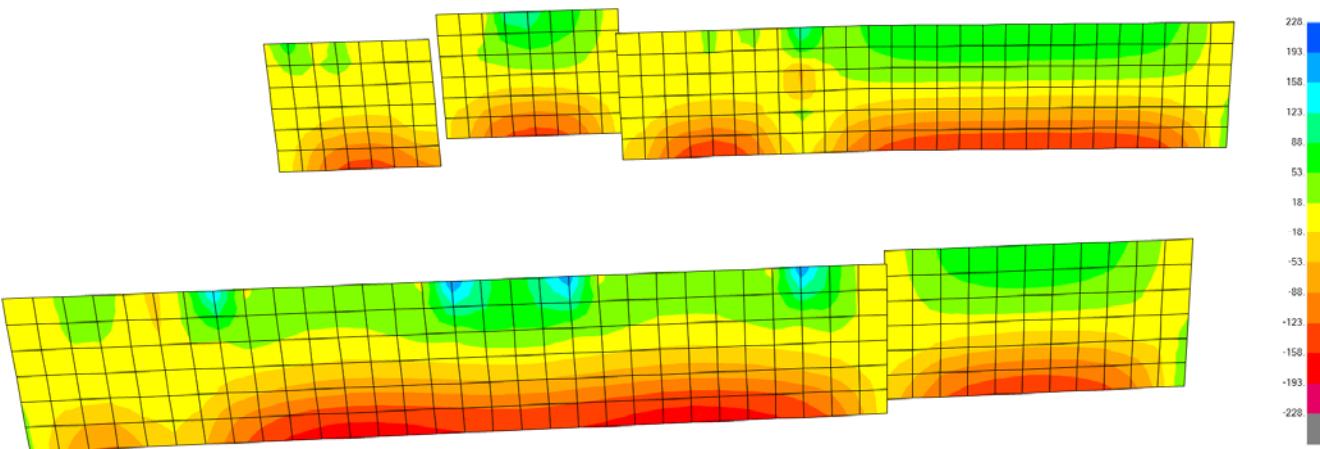


Figura 8-62 - V23 a SLU

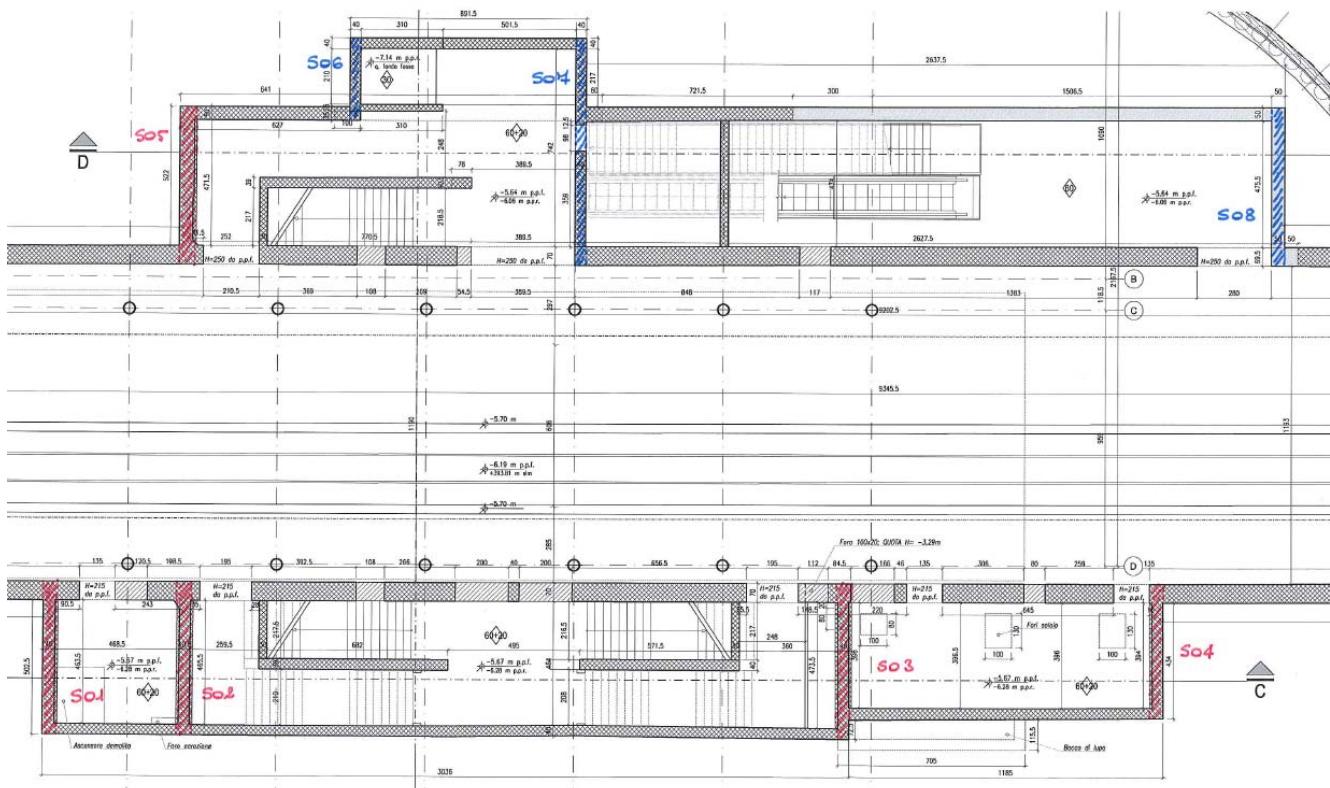
La verifica è rispettata in quanto esistono unicamente delle zone localizzate alla base dei muri nella combinazione sisma NL +y in cui il valore limite viene superato, ma eseguendo un'integrazione su 1 m (dimensione dell'EF della mesh) le sollecitazioni rientrano nei valori ammissibili.

Nel calcolo della resistenza si è adottato un valore della cotangente pari a 2.5 (massimo), al fine di sfruttare al meglio le armature previste dal progettista originale. Secondo questo approccio è necessario considerare la traslazione del momento flettente, tuttavia, poiché la disposizione delle armature longitudinali non cambia dalla base alla sommità del muro, tale problema non risulta essere rilevante.

8.1.10 VERIFICA A SLV – Setti

Poiché l'analisi a elementi finiti ha evidenziato una criticità dei setti ortogonali alla direzione dei binari nelle combinazioni sismiche, si è previsto di aumentare la loro sezione impiegando Spritz beton per uno spessore di 10 cm e inserendo in tale spessore il debito quantitativo di armatura aggiuntivo.

Nella figura seguente si evidenziano i setti di riferimento per il calcolo: in blu sono evidenziati i setti realizzati ex novo, in rosso i setti esistenti che vengono rinforzati.



Combinazione d carico "sisma NL -y".

| -y NL | L | Bw | N _{Ed} | V _{Ed} | M _{Ed} | V _{Rd} | γ | As |
|-------|------|-----|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------|---------------------|
| | mm | mm | kN | kN | kNm | kN | - | - |
| S01 | 5000 | 500 | 754 | 1576 | 999 | 2767 | 1.76 | 1φ12/15''+2φ12/40'' |
| S02 | 5000 | 500 | 1344 | 282 | 453 | 2767 | 9.81 | 1φ12/15''+2φ12/40'' |
| S03 | 5000 | 400 | 1124 | 2171 | 1271 | 2767 | 1.27 | 1φ12/15''+2φ12/40'' |
| S04 | 4000 | 500 | 1075 | 2124 | 979 | 2214 | 1.04 | 1φ12/15''+2φ12/40'' |
| S05 | 5000 | 500 | -479 | 1029 | 624 | 3160 | 3.07 | 1φ12/15''+2φ12/40'' |
| S06 | 3000 | 400 | -272 | 863 | 415 | 2580 | 2.99 | 2φ14/15'' |
| S07 | 7000 | 400 | 287 | 2536 | 5502 | 6021 | 2.37 | 2φ14/15'' |
| S08 | 4000 | 500 | -316 | 1279 | 699 | 3440 | 2.69 | 2φ14/15'' |

Si riportano nello specifico la verifica a taglio dei setti maggiormente sollecitati, differenziando il caso di setto esistente e realizzato ex novo.

Per il caso dei setti realizzati ex novo, quello maggiormente sollecitato risulta essere quello identificato dalla sigla S08 per la condizione di carico "sisma NL +y", mentre il setto esistente maggiormente sollecitato è S04 nella condizione "sistema NL -y".

Setto S08 nella combinazione di carico "sistema NL +y"

| Dati geometrici | | | | | |
|--|-----------------------|----------------|--------|--|--|
| Larghezza zona confinata (1) | B1 | 0.00 | mm | | |
| Larghezza zona confinata (2) | B2 | 0.00 | mm | | |
| Lunghezza zona confinata (1) | H1 | 0.00 | mm | | |
| Lunghezza zona confinata (2) | H2 | 0.00 | mm | | |
| Lunghezza complessiva setto di controvento | L | 4000.00 | mm | | |
| Lunghezza anima | La | 4000.00 | mm | | |
| Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La) | d | 3200.00 | mm | | |
| Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima | Bw | 500.00 | mm | | |
| Dati armatura | | | | | |
| Armatura verticale anima | | | | | |
| Diametro armature verticali | db,l | 20.00 | mm | | |
| Passo armature verticali | pb,l | 20.00 | cm | | |
| Area armature verticali | Asl | 31.40 | cmq | | |
| Armatura orizzontale anima | | | | | |
| Diametro staffe | db,st | 14.00 | mm | | |
| Numero bracci staffe | n°b,st | 2.00 | | | |
| Passo staffe | pb,st | 15.00 | cm | | |
| Area staffe al metro lineare | Asw/s | 2.05 | mmq/mm | | |
| Sollecitazioni di calcolo | | | | | |
| Azione assiale massima per carichi verticali in condizioni sismiche (combinazione QP) | N _{ed,QP} | 0.00 | kN | | |
| <i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiali dinamiche aggiuntive che si generano nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i> | | | | | |
| Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU | N _{ed,SLV} | 643.00 | kN | | |
| Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,b,SLV} | 2798.00 | kN | | |
| Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008 | α | 1.00 | - | | |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,SLV} | 2798.00 | kN | | |
| Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU | M _{ed,SLV} | 1576.00 | kN m | | |

| Verifiche SLV | | | |
|---|-----------------------|-----------------|------------|
| Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008 | | | |
| $Ned, SLV, max = 0.4 fcd \times Ac$ | | | |
| area sezione in calcestruzzo | Ac | 2.00 | mq |
| Azione assiale limite di compressione | Nrd,SLV,max | 15050.67 | kN |
| Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU (azione assiale complessiva) | Ned | 643.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Nrd/Nsd}$ | 23.41 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) \cdot \sin \alpha$ | | | |
| Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo | cotg θ | 1.50 | - |
| Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave | α | 90.00 | $^{\circ}$ |
| Resistenza a taglio - trazione | Vrd,tt,SLV | 3440.41 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 2798.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tt/Ved}$ | 1.23 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot f'cd \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) / (1 + ctg^2 \vartheta) =$ | | | |
| Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: Ned, QP+Ned, SLV) | σ_{cp} | 0.32 | Mpa |
| | σ_{cp}/fcd | 0.02 | - |
| Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione | α_c | 1.02 | - |
| Resistenza a taglio - compressione | Vrd,tc,SLV | 6362.03 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 2798.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tc/Ved}$ | 2.27 | OK |
| Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008 | | | |
| Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto | | | |
| $V_{dd} = \min \left\{ 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} ; 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \right\}$ | | | |
| | ΣAs_i | 22005.12 | mmq |
| | fcd | 18.81 | MPa |
| | fyd | 388.00 | MPa |
| | Vdd,min | 2444.08 | kN |
| Contributo armatura inclinata | ΣAs_i | 12560.00 | mmq |
| $V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$ | | | |
| | ϕ_i | 90.00 | $^{\circ}$ |
| | fyd | 388.00 | MPa |
| | Vid | 0.00 | kN |
| Contributo attrito | μ | 0.60 | - |
| $V_{fa} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left[(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] ; 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \right\}$ | | | |
| | ΣAs_i | 12560.00 | mmq |
| | ξ | 0.19 | - |
| | η | 0.52 | - |
| | Vfd | 993.59 | kN |
| Resistenza a scorrimento | Vrd,s | 3437.67 | |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 2798.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd/Ved}$ | 1.23 | OK |

Setto S04 nella combinazione di carico "sisma NL -y"

| <i>Dati geometrici</i> | | | |
|---|-----------------------|----------------|--------|
| Larghezza zona confinata (1) | B1 | 0.00 | mm |
| Larghezza zona confinata (2) | B2 | 0.00 | mm |
| Lunghezza zona confinata (1) | H1 | 0.00 | mm |
| Lunghezza zona confinata (2) | H2 | 0.00 | mm |
| Lunghezza complessiva setto di controvento | L | 4000.00 | mm |
| Lunghezza anima | La | 4000.00 | mm |
| Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La) | d | 3200.00 | mm |
| Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima | Bw | 500.00 | mm |
| <i>Dati armatura</i> | | | |
| <i>Armatura verticale anima</i> | | | |
| Diametro armature verticali | db,l | 20.00 | mm |
| Passo armature verticali | pb,l | 20.00 | cm |
| Area armature verticali | Asl | 31.40 | cmq |
| <i>Armatura orizzontale anima</i> | | | |
| Diametro staffe | db,st | 12.00 | mm |
| Numero bracci staffe | n°b,st | 2.00 | |
| Passo staffe | pb,st | 40.00 | cm |
| Area staffe al metro lineare | Asw/s | 1.32 | mmq/mm |
| <i>Sollecitazioni di calcolo</i> | | | |
| Azione assiale massima per carichi verticali in condizioni sismiche (combinazione QP) | N _{ed,QP} | 0.00 | kN |
| <i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i> | | | |
| Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU | N _{ed,SLV} | 1075.00 | kN |
| Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,b,SLV} | 2124.00 | kN |
| Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008 | α | 1.00 | - |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,SLV} | 2124.00 | kN |
| Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU | M _{ed,SLV} | 979.00 | kN m |

| Verifiche SLV | | | |
|--|------------------------------------|-----------------|-----------|
| <i>Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008</i> | | | |
| $N_{ed,SLV,max} = 0.4 f_{cd} \times A_c$ | | | |
| area sezione in calcestruzzo | Ac | 2.00 | mq |
| Azione assiale limite di compressione | $N_{rd,SLV,max}$ | 15050.67 | kN |
| Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU (azione assiale complessiva) | Ned | 1075.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Nrd/Nsd}$ | 14.00 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) \cdot \sin \alpha$ | | | |
| Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo | cotg θ | 1.50 | - |
| Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave | α | 90.00 | ° |
| Resistenza a taglio - trazione | $V_{rd,tt,SLV}$ | 2213.71 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 2124.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tt/Ved}$ | 1.04 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot f'cd \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) / (1 + ctg^2 \vartheta) =$ | | | |
| Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: Ned,QP+Ned,SLV) | σ_{cp} | 0.54 | Mpa |
| | σ_{cp}/f_{cd} | 0.03 | - |
| Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione | α_c | 1.03 | - |
| Resistenza a taglio - compressione | $V_{rd,tc,SLV}$ | 6433.84 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 2124.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tc/Ved}$ | 3.03 | OK |
| <i>Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008</i> | | | |
| Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto | | | |
| $V_{dd} = \min \left\{ 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} ; 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \right\}$ | | | |
| | ΣAs_i | 22005.12 | mmq |
| | fcd | 18.81 | MPa |
| | fyd | 388.00 | MPa |
| | $V_{dd,min}$ | 2444.08 | kN |
| Contributo armatura inclinata | ΣAs_i | 12560.00 | mmq |
| $V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$ | | | |
| | ϕ_i | 90.00 | ° |
| | fyd | 388.00 | MPa |
| | V_{id} | 0.00 | kN |
| Contributo attrito | μ | 0.60 | - |
| $V_{fa} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] ; 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \right\}$ | | | |
| | ΣAs_i | 12560.00 | mmq |
| | ξ | 0.21 | - |
| | η | 0.52 | - |
| | V_{fa} | 966.58 | kN |
| Resistenza a scorrimento | $V_{rd,s}$ | 3410.66 | |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 2124.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd/Ved}$ | 1.61 | OK |

VERIFICA A FLESSIONE

Si riporta di seguito la verifica a flessione dei setti nella combinazione sismica. Per effettuare tale verifica si calcola il momento resistente tramite il programma VCaSlu e lo si confronta con il momento sollecitante riportato nelle tabelle precedenti, relative alle verifiche a taglio.

Il momento resistente dei setti S01, S02, S03, S04, S05 (setti di dimensione 0.5x5 m) è il seguente:

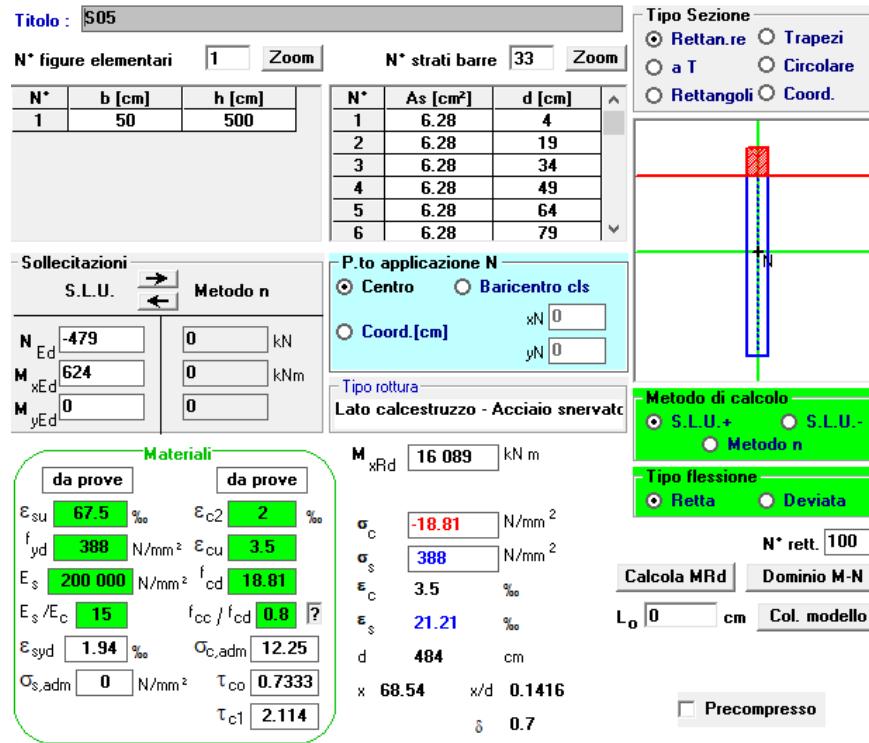


Figura 8-64 - momento resistente dei setti S01, S02, S03, S04, S05

Poiché il momento sollecitante nelle due combinazioni sismiche è notevolmente inferiore al valore riportato, la verifica è ampiamente soddisfatta.

8.1 VERIFICHE DELLA SCALA DI EMERGENZA

La scala di emergenza è una struttura realizzata ex novo, con materiali che seguono le prescrizioni della normativa vigente. In particolare, nel seguito si riportano i risultati delle verifiche di resistenza, con particolare riferimento alla combinazione SLV (che si è verificato essere la più gravosa).

Si considera che le strutture in elevazione siano realizzate con calcestruzzo caratterizzato da R_{ck} 40, mentre per le fondazioni si considera un R_{ck} 35.

8.1.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Sap 2000 v 20 della Computer and structures, Inc Berkeley - Distribuito in Italia da CSI Italia Srl
- VCcaslu v 7.7 dell'Ing. Pietro Gelfi (civil engineering free software)

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.1.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Il modello è tridimensionale e rappresenta il blocco scale secondo la geometria prevista dal progetto

La fondazione è stata modellata con elementi lastra a cui è stato applicato un vincolo verticale elastico con molle non lineari di tipo "compression only".

L'analisi che si è eseguita è un'analisi non lineare, in cui il sisma è stato considerato con un carico statico equivalente, quindi non effettuando un'analisi con spettro di risposta: si è considerata come accelerazione di riferimento quella massima relativa al plateau dello spettro di progetto ($q = 1.5$).

Nel seguito si riporta un'immagine del modello di calcolo:

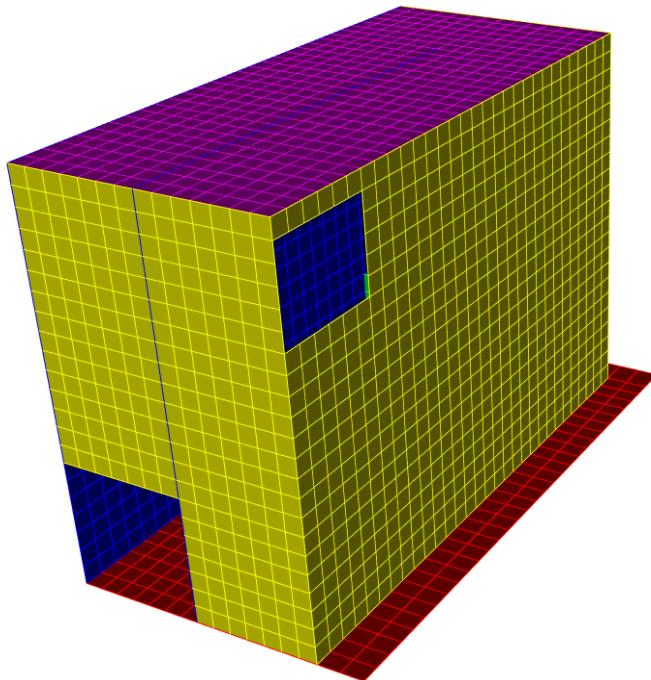


Figura 8-65 - Modello 3D della sala di emergenza

8.1.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

Si fa riferimento ai carichi elementari descritti in precedenza. I carichi sono stati applicati direttamente sugli shell come azioni distribuite al metro quadro.

Si riportano di seguito le immagini relative alle distribuzioni di carico sul modello.

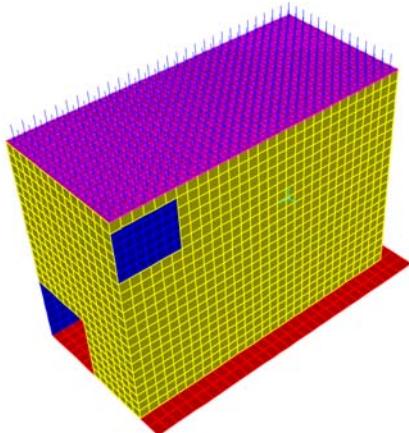


Figura 8-66 - Carichi verticali uniformi (g_2 , q)

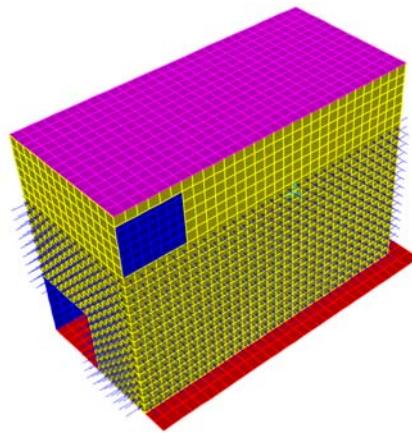


Figura 8-67 - Carichi orizzontali uniformi terreno (g_2 , q)

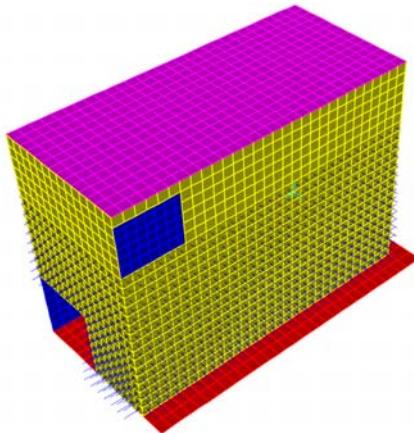


Figura 8-68 - carico triangolare associato al terreno (g_2)

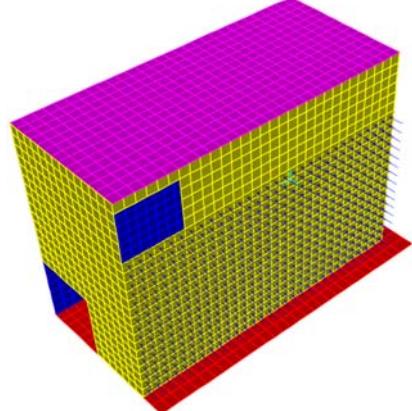


Figura 8-69 - Carico associato sovrappinta sismica (Δp_d)

8.1.4 VERIFICA A SLV – Flessione del muro controterra da 40 cm

Si considera nella verifica a flessione il muro controterra di spessore 40 cm su cui agisce la sovrappinta sismica. Il momento resistente è calcolato sfruttando il software VCaSlu, facendo riferimento ad una distribuzione di armatura che prevede 1+1φ20/20:

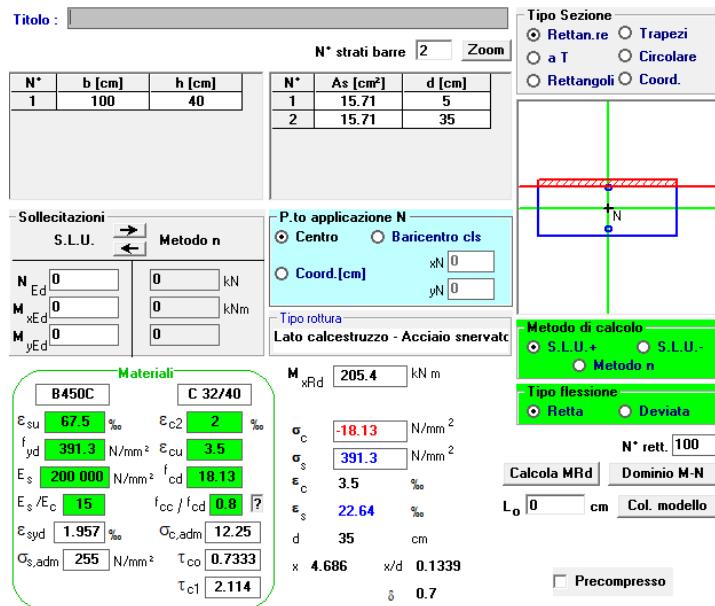


Figura 8-70 - Momento resistente muro controterra

Per eseguire la verifica si riporta la mappatura della sollecitazione flettente M22 da modello, imponendo come limite del range il momento massimo resistente ± 205 kN/m.

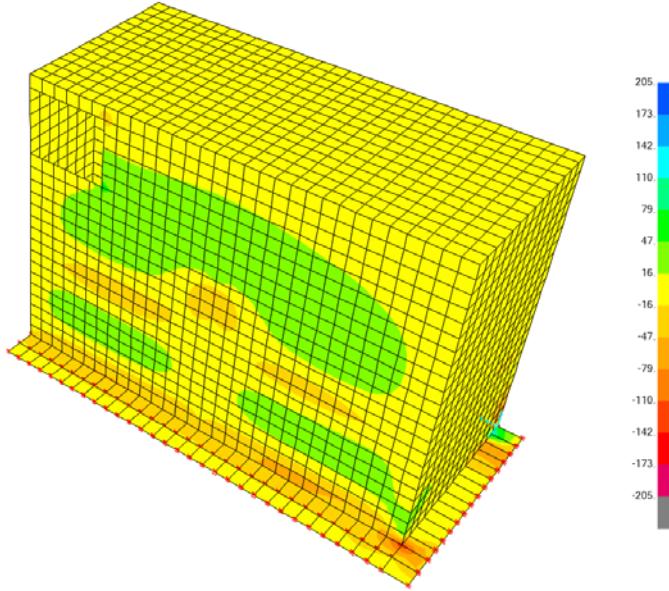


Figura 8-71 - M22 muro controterra

La verifica è ampiamente soddisfatta.

8.1.5 VERIFICA A SLV – Trazione setto da 40 cm

Si considera nella verifica a flessione il setto di spessore 40 cm in direzione Matera sud.

L'azione di trazione resistente è calcolata facendo riferimento ad una distribuzione di armatura che prevede 1+1φ20/20:

$$N_{Rd} = 391.3 \cdot 10 \cdot 20^2 \cdot \pi/4 = 1229 \text{ kN}$$

La verifica è eseguita confrontando questo valore con la mappatura degli sforzi F22 da modello:

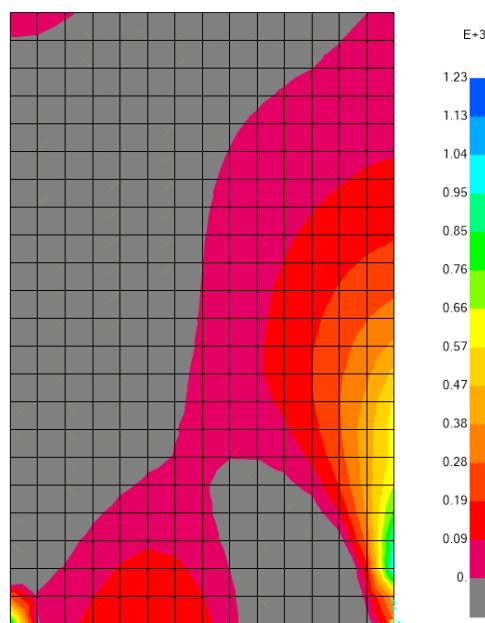


Figura 8-72 - F22 setto lato Matera sud

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

8.1.6 VERIFICA A SLV – Taglio setto da 40 cm

Si considera nella verifica a flessione il setto di spessore 40 cm in direzione Matera sud.

Il taglio di progetto è calcolato sfruttando la definizione della “section cut” alla base del setto, cui è associato un taglio:

$$V_{Ed} = 1361 \text{ kN}$$

Tale taglio è da confrontarsi con il taglio resistente del setto, con l'armatura prevista da progetto.

Sfruttando un valore di cotangente pari a 1 si ottiene:

| <i>Dati armatura</i> | | | |
|-----------------------------------|--------|--------------|--------|
| <i>Armatura verticale anima</i> | | | |
| Diametro armature verticali | db,l | 20.00 | mm |
| Passo armature verticali | pb,l | 20.00 | cm |
| Area armature verticali | Asl | 31.40 | cmq |
| <i>Armatura orizzontale anima</i> | | | |
| Diametro staffe | db,st | 10.00 | mm |
| Numero bracci staffe | n°b,st | 5.00 | |
| Passo staffe | pb,st | 20.00 | cm |
| Area staffe al metro lineare | Asw/s | 1.96 | mmq/mm |

| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione</i> | | | |
|---|-----------------------|----------------|-----|
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\vartheta) \cdot \sin\alpha$ | | | |
| Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo | cotg θ | 1.00 | - |
| Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave | α | 90.00 | ° |
| Resistenza a taglio - trazione | Vrd,tt,SLV | 2962.87 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 1631.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tt/Ved}$ | 1.82 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot f'cd \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\vartheta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\vartheta) =$ | | | |
| Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: Ned,QP+Ned,SLV) | σ_{cp} | 0.00 | Mpa |
| | σ_{cp}/fcd | 0.00 | - |
| Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione | α_c | 1.00 | - |
| Resistenza a taglio - compressione | Vrd,tc,SLV | 7320.45 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 1631.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tc/Ved}$ | 4.49 | OK |

8.2 VERIFICHE DELLA STAZIONE FUORI TERRA

La stazione fuori terra è costituita da una struttura metallica in acciaio S355, con un nucleo in CA. Le colonne portanti sono realizzate tramite elementi tubolari a sezione rettangolare, le travi principali sono costituite da travi a sezione HEB450, le travi secondarie sono invece HEA320, IPE270 e IPE 450 (alle estremità della struttura).

Alle estremità della struttura è collegata una pensilina a sbalzo, costituita da elementi tubolari di sezione 60x60x4 e 80x60x4, le cui verifiche sono eseguite su un modello a parte.

8.2.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Sap 2000 v 20 della Computer and structures, Inc Berkeley - Distribuito in Italia da CSI Italia Srl
- Profili_V6 dell'Ing. Pietro Gelfi (civil engineering free software)
- Tecnaria v.4.20 – Viale Pecori Giraldi, 55 – 36061 Bassano del Grappa (VI)

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.2.2 DESCRIZIONE DEI MODELLI

MODELLO GLOBALE

Il modello è realizzato schematizzando gli elementi metallici tramite elementi "frame", mentre i setti sono rappresentati da elementi di tipo "shell".

Non si è rappresentata la copertura della stazione, ma si sono applicati i carichi g_2 e q ad essa relativi direttamente alle travi secondarie. Poiché la copertura, realizzata con lamiera grecata con soletta collaborante, è collegata alle travi secondarie, conferendogli maggiore rigidezza, le verifiche di deformazione delle suddette travi non viene eseguita sulla base dei risultati del modello, ma tramite apposito software.

Nella modellazione le colonne e i setti sono considerati vincolati al terreno con cerniere sferiche.

Le travi secondarie si considerano incornierate agli estremi, rilassando il vincolo di collegamento flessionale nel modello.

Nel seguito si riporta un'immagine del modello di calcolo:

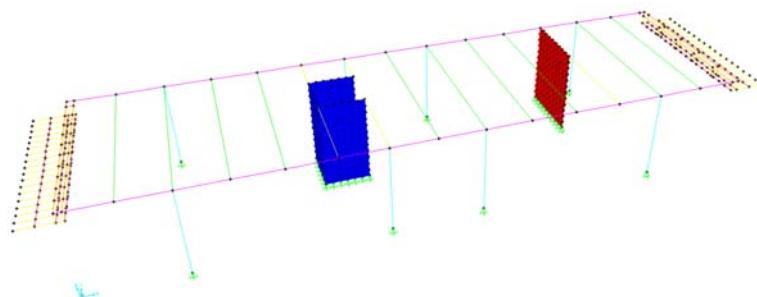


Figura 8-73 - Modello 3D globale stazione fuori terra

MODELLO PENSILINA

Il modello della pensilina è estratto direttamente dal modello globale ma imponendo un vincolo di appoggio semplice agli elementi verticali di collegamento con il blocco della stazione.

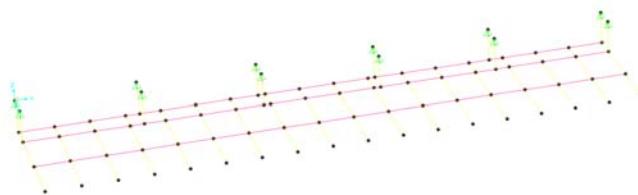


Figura 8-74 - Modello 3D della pensilina

8.2.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

MODELLO GLOBALE

Si fa riferimento ai carichi elementari descritti in precedenza. I carichi sono stati applicati direttamente sulle travi secondarie come carichi lineari in kN/m.

Si riportano di seguito le immagini relative alle distribuzioni di carico sul modello.

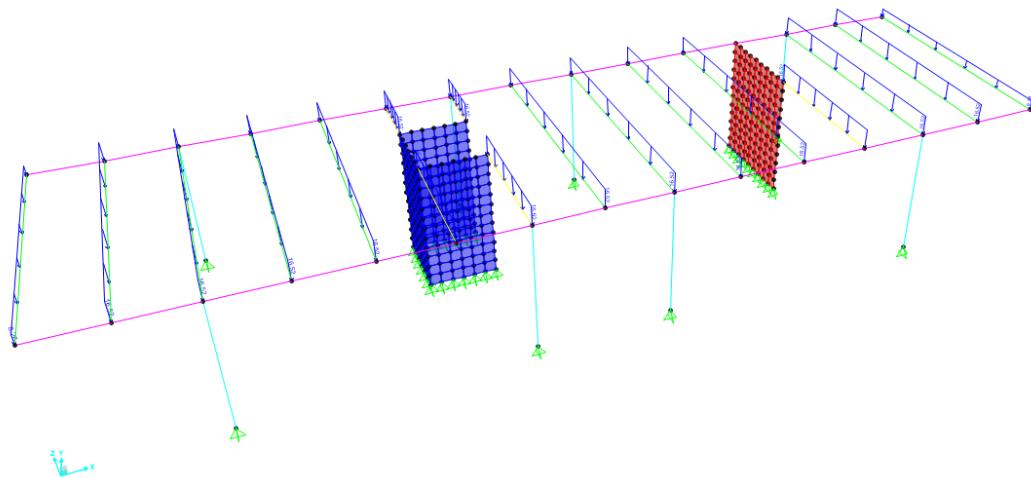


Figura 8-75 – carico verticale g_2

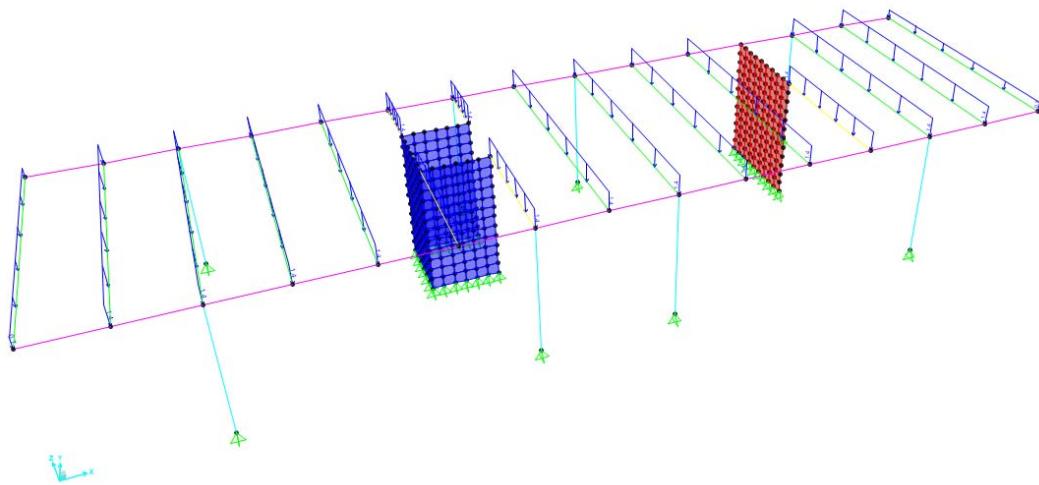


Figura 8-76 - carico verticale q

Il carico sismico è stato inserito definendo una funzione “response spectrum” e creando un caso di carico con tale funzione, sfruttando un’analisi modale e facendo riferimento alla massa effettivamente partecipante durante l’evento sismico (ossia quella relativa alla combinazione di carico sismica).

Il sisma è stato considerato agente nelle due direzioni principali della struttura e gli effetti si sono combinati secondo quanto prescritto dalla norma.

MODELLO PENSILINA

Si fa riferimento ai carichi elementari descritti in precedenza. I carichi sono stati applicati direttamente sulle travi secondarie come carichi lineari in kN/m.

Si riportano di seguito le immagini relative alle distribuzioni di carico sul modello.

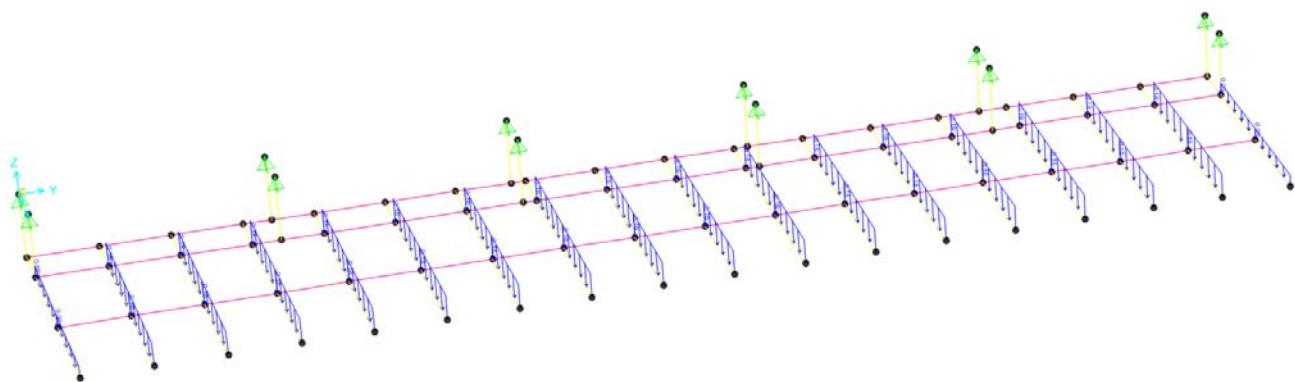


Figura 8-77 – Carico verticale g_2

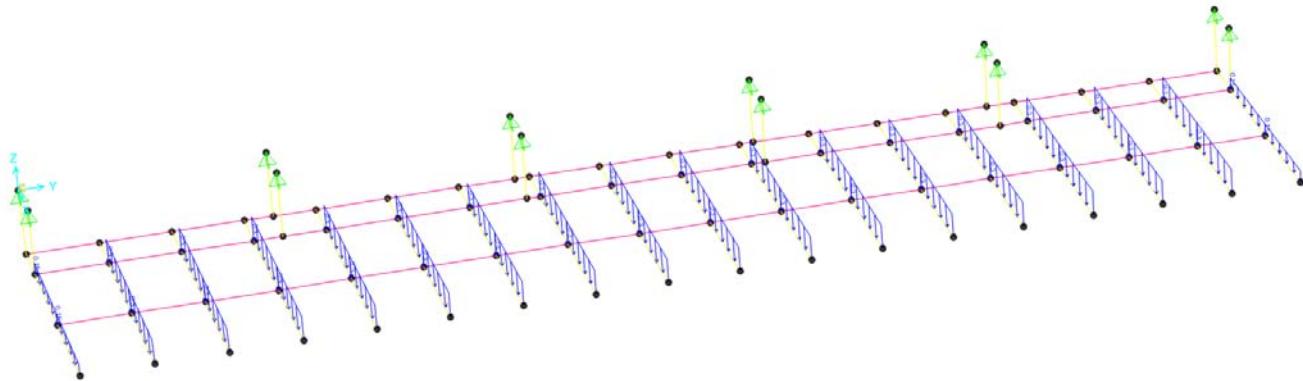


Figura 8-78 - carico verticale q

8.2.4 VERIFICA A SLE – Massimo abbassamento U3

La verifica della deformazione massima è effettuata confrontando il massimo valore dello spostamento verticale, in riferimento alla combinazione di calcolo “rara”, con lo spostamento massimo 2L/200 (valido per coperture a sbalzo).

MODELLO GLOBALE

Per quanto riguarda il modello globale il calcolo è da riferirsi alle travi di bordo (HEB450) alle estremità dello sbalzo.

Il valore dello spostamento U3 è rappresentato dalla mappatura della figura che segue:

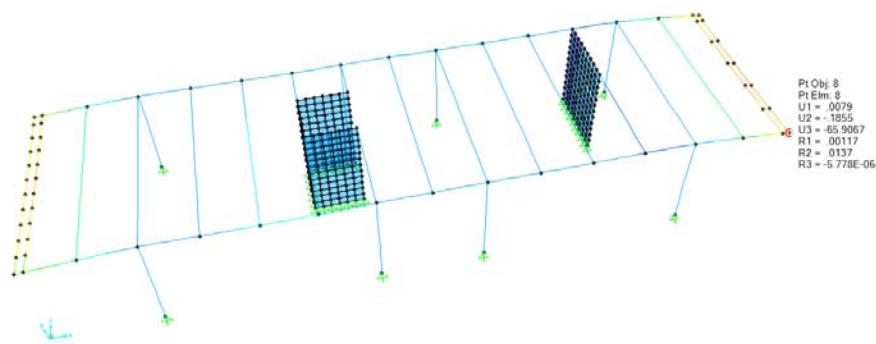


Figura 8-79 - Modello globale della stazione fuori terra - spostamento U3 in combinazione "rara"

Lo spostamento verticale massimo si ha nel nodo evidenziato in figura ed è pari a circa 66 mm.

Poiché lo spostamento massimo consentito, essendo lo sbalzo di 5.5 m, è di 55 mm, si sceglie di imporre una contromonta di 2 cm alle travi di estremità.

MODELLO PENSILINA

Per quanto riguarda il modello della pensilina a sbalzo ci si riferisce agli elementi tubolari 60x60x4.

Il valore dello spostamento U3 è rappresentato dalla mappatura della figura che segue:

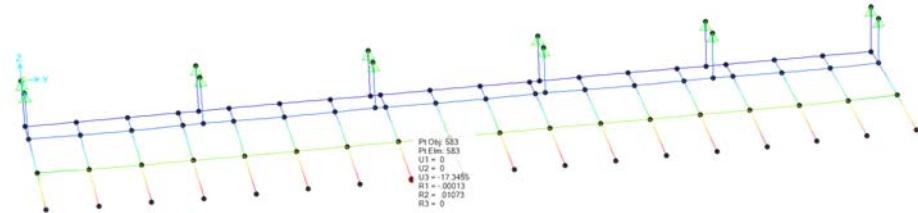


Figura 8-80 - Modello della pensilina - spostamento U3 in combinazione "rara"

Lo spostamento verticale massimo si ha nel nodo evidenziato in figura ed è pari a circa 17.3 mm.

Poiché lo spostamento massimo consentito, essendo lo sbalzo di 1.9 m, è di 19 mm, la verifica è soddisfatta.

8.2.5 VERIFICA A SLU – Flessione nelle travi

La verifica a flessione è eseguita considerando la combinazione di carico a SLU, che massimizza i carichi verticali.

MODELLO GLOBALE

In questo modello si mettono in evidenza le sollecitazioni di flessione nelle travi principali HEB450 e nelle travi secondarie HEA320.

L'andamento della sollecitazione flettente nei suddetti elementi è riportata nelle figure che seguono.

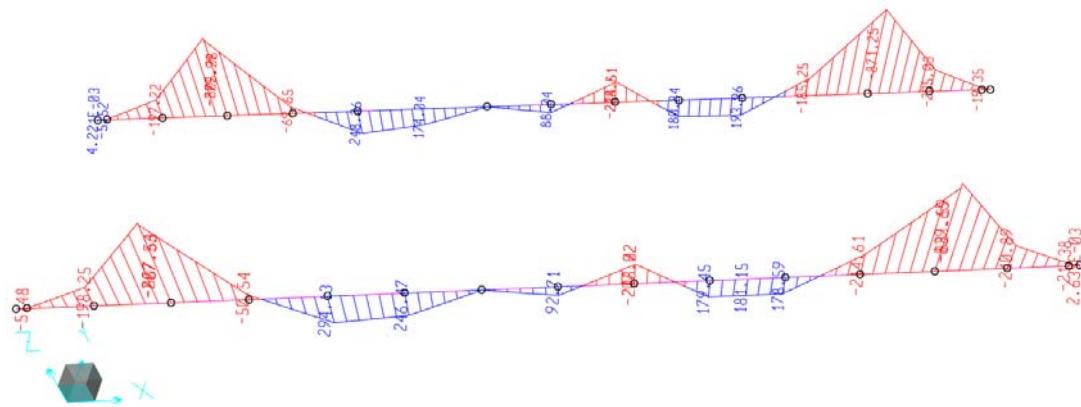


Figura 8-81 - M33 a SLU nelle travi principali HEB450

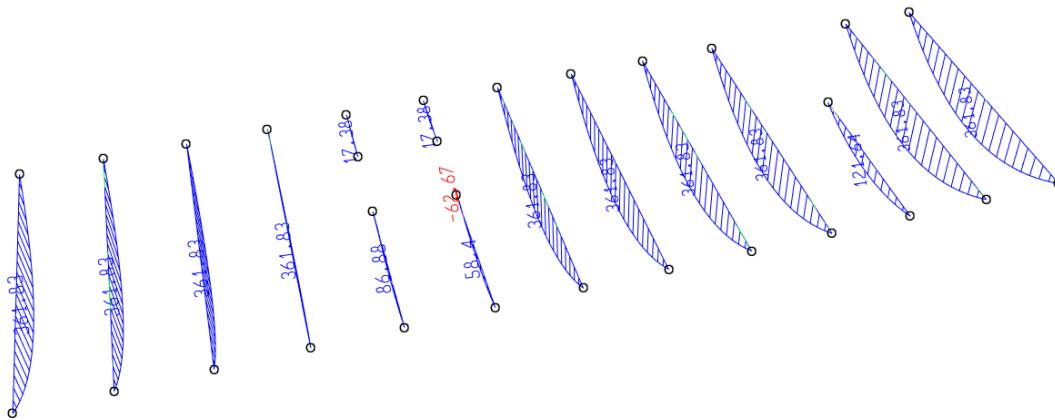


Figura 8-82 - M33 a SLU nelle travi secondarie

Il momento sollecitante massimo risulta essere:

- Nelle travi principali = 871 kNm
 - Nelle travi secondarie = 362 kNm

Per eseguire la verifica a flessione si confronta il momento sollecitante con quello resistente.

Il momento resistente delle travi è definito dalla relazione: $M_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl}$

Per le due tipologie di travi si ha:

- HEA320 → $M_{Rd} = 309 \text{ MPa} \cdot 1\,628\,000 \text{ mm}^3 = 503 \text{ kNm}$
- HEB450 → $M_{Rd} = 309 \text{ MPa} \cdot 3\,982\,000 \text{ mm}^3 = 1230 \text{ kNm}$

Poiché il momento sollecitante è sempre inferiore a quello resistente, la verifica è soddisfatta.

MODELLO PENSILINA

In questo modello si mettono in evidenza le sollecitazioni di flessione nei tubolari 60x60x4 e 80x60x4.

L'andamento della sollecitazione flettente nei suddetti elementi è riportata nelle figure che seguono.

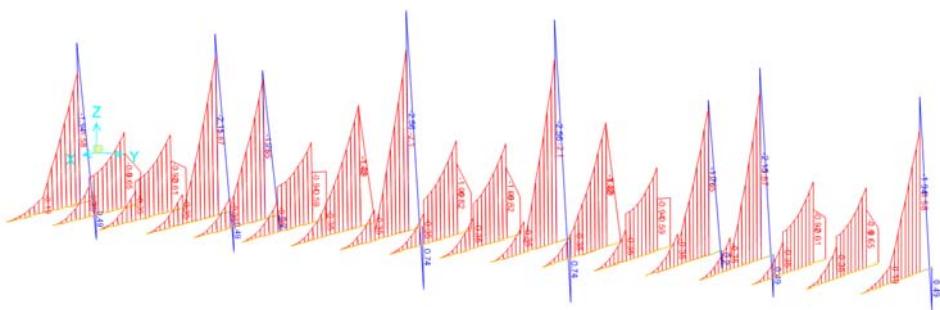


Figura 8-83 - M33 a SLU nelle tubolari 60x60x4

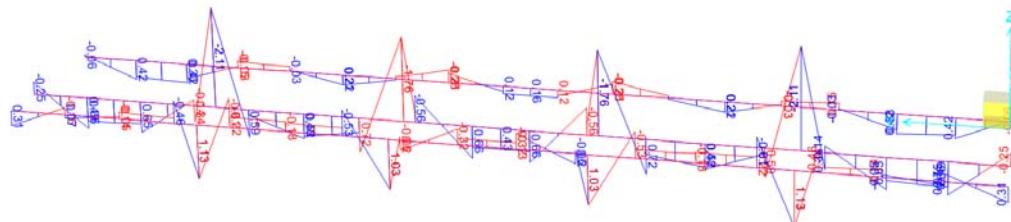


Figura 8-84 - M33 a SLU nelle tubolari 80x60x4

Il momento sollecitante massimo risulta essere:

- Nelle travi principali = 2.56 kNm
- Nelle travi secondarie = 2.11 kNm

Per eseguire la verifica a flessione si confronta il momento sollecitante con quello resistente.

Il momento resistente delle travi è definito dalla relazione: $M_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl}$

Per le due tipologie di travi si ha:

- tubolare 60x60x4 → $M_{Rd} = 309 \text{ MPa} \cdot 18\,848 \text{ mm}^3 = 5.82 \text{ kNm}$
- tubolare 80x60x4 → $M_{Rd} = 309 \text{ MPa} \cdot 23\,328 \text{ mm}^3 = 7.2 \text{ kNm}$

Poiché il momento sollecitante è sempre inferiore a quello resistente, la verifica è soddisfatta.

8.2.6 VERIFICA A SLV – Setti

Si fa riferimento alle combinazioni di carico sismiche.

I valori delle azioni sollecitanti sono riportati nella tabella seguente dove i due setti sono identificati dalle designazioni “setto C” e “Y2”:

| SectionCut | OutputCase | StepType | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|------------|------------|----------|------|------|------|------|--------|--------|
| Text | Text | Text | KN | KN | KN | KN-m | KN-m | KN-m |
| setto C | Ex+0,3Ey | Max | -227 | 866 | 284 | 515 | 1 282 | 4 535 |
| setto C | Ex+0,3Ey | Min | -243 | -866 | -281 | -475 | -1 557 | -4 315 |
| setto C | Ey+0,3Ex | Max | -490 | 470 | 506 | 933 | 2 378 | 2 498 |
| setto C | Ey+0,3Ex | Min | -502 | -470 | -503 | -892 | -2 696 | -2 308 |
| Y2 | Ex+0,3Ey | Max | -109 | 12 | 226 | 1 | 1 036 | 6 |
| Y2 | Ex+0,3Ey | Min | -118 | -12 | -229 | -1 | -1 300 | -6 |
| Y2 | Ey+0,3Ex | Max | -200 | 9 | 369 | 1 | 1 765 | 4 |
| Y2 | Ey+0,3Ex | Min | -217 | -9 | -371 | -1 | -2 038 | -4 |

VERIFICA A TAGLIO – SETTO “Y2”

Per quanto riguarda il setto “Y2”, la combinazione di carico di riferimento è Ey+0,3Ex (Min). La verifica è svolta come segue:

| Dati geometrici | | | | |
|---|-----------------------|---------|--------|--|
| Larghezza zona confinata (1) | B1 | 0.00 | mm | |
| Larghezza zona confinata (2) | B2 | 0.00 | mm | |
| Lunghezza zona confinata (1) | H1 | 0.00 | mm | |
| Lunghezza zona confinata (2) | H2 | 0.00 | mm | |
| Lunghezza complessiva setto di controvento | L | 3600.00 | mm | |
| Lunghezza anima | La | 3600.00 | mm | |
| Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La) | d | 2880.00 | mm | |
| Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima | Bw | 200.00 | mm | |
| Dati armatura | | | | |
| Armatura verticale anima | | | | |
| Diametro armature verticali | db,l | 12.00 | mm | |
| Passo armature verticali | pb,l | 20.00 | cm | |
| Area armature verticali | Asl | 11.30 | cmq | |
| Armatura orizzontale anima | | | | |
| Diametro staffe | db,st | 10.00 | mm | |
| Numero bracci staffe | n°b,st | 2.00 | | |
| Passo staffe | pb,st | 10.00 | cm | |
| Area staffe al metro lineare | Asw/s | 1.57 | mmq/mm | |
| Sollecitazioni di calcolo | | | | |
| <i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto della forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i> | | | | |
| Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU | N _{ed,SLV} | 217.00 | kN | |
| Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,b,SLV} | 371.00 | kN | |
| Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008 | α | 1.00 | - | |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,SLV} | 371.00 | kN | |
| Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU | M _{ed,SLV} | 2038.00 | kN m | |

| Verifiche SLV | | | |
|---|-----------------------|----------------|------------|
| Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008 | | | |
| $Ned, SLV, max = 0.4 fcd \times Ac$ | | | |
| area sezione in calcestruzzo | Ac | 0.72 | mq |
| Azione assiale limite di compressione | Nrd,SLV,max | 5418.24 | kN |
| Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU (azione assiale complessiva) | Ned | 217.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Nrd/Nsd}$ | 24.97 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot \sin\alpha$ | | | |
| Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo | cotg θ | 1.00 | - |
| Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave | α | 90.00 | $^{\circ}$ |
| Resistenza a taglio - trazione | Vrd,tt,SLV | 1593.66 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 371.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tt/Ved}$ | 4.30 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot f'cd \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) / (1 + ctg^2 \vartheta) =$ | | | |
| Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: Ned, QP+Ned, SLV) | σ_{cp} | 0.30 | Mpa |
| | σ_{cp}/fcd | 0.02 | - |
| Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione | α_c | 1.02 | - |
| Resistenza a taglio - compressione | Vrd,tc,SLV | 2479.24 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 371.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tc/Ved}$ | 6.68 | OK |
| Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008 | | | |
| Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto | | | |
| $V_{dd} = \min \left\{ 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} , 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \right\}$ | | | |
| | ΣAsi | 15463.87 | mmq |
| | fcd | 18.81 | MPa |
| | fyd | 391.30 | MPa |
| | $V_{dd,min}$ | 1724.85 | kN |
| Contributo armatura inclinata | ΣAsi | 4069.44 | mmq |
| $V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$ | | | |
| | ϕ_i | 90.00 | $^{\circ}$ |
| | fyd | 391.30 | MPa |
| | V_{id} | 0.00 | kN |
| Contributo attrito | μ | 0.60 | - |
| $V_{fd} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left[(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] , 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \right\}$ | | | |
| | ΣAsi | 4069.44 | mmq |
| | ξ | 0.17 | - |
| | η | 0.52 | - |
| | V_{fd} | 717.43 | kN |
| Resistenza a scorrimento | Vrd,s | 2442.29 | |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 371.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd/Ved}$ | 6.58 | OK |

VERIFICA A TAGLIO – SETTO A “C”

Per quanto riguarda il setto a C la verifica a taglio è da effettuarsi per le due direzioni x e y, facendo riferimento al fatto che si hanno rispettivamente 2 e 1 elementi resistenti a taglio.

Direzione x

La combinazione di riferimento è Ex+0,3Ey (Max).

Nella verifica si fa riferimento al fatto che avendo due elementi resistenti il taglio (e anche il momento) si divida equamente.

Si riporta di seguito la verifica a taglio:

| <i>Dati geometrici</i> | | | |
|---|-----------------------|----------------|--------|
| Larghezza zona confinata (1) | B1 | 0.00 | mm |
| Larghezza zona confinata (2) | B2 | 0.00 | mm |
| Lunghezza zona confinata (1) | H1 | 0.00 | mm |
| Lunghezza zona confinata (2) | H2 | 0.00 | mm |
| Lunghezza complessiva setto di controvento | L | 3550.00 | mm |
| Lunghezza anima | La | 3550.00 | mm |
| Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La) | d | 2840.00 | mm |
| Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima | Bw | 250.00 | mm |
| <i>Dati armatura</i> | | | |
| <i>Armatura verticale anima</i> | | | |
| Diametro armature verticali | db,l | 12.00 | mm |
| Passo armature verticali | pb,l | 20.00 | cm |
| Area armature verticali | Asl | 11.30 | cmq |
| <i>Armatura orizzontale anima</i> | | | |
| Diametro staffe | db,st | 10.00 | mm |
| Numero bracci staffe | n°b,st | 2.00 | |
| Passo staffe | pb,st | 10.00 | cm |
| Area staffe al metro lineare | Asw/s | 1.57 | mmq/mm |
| <i>Sollecitazioni di calcolo</i> | | | |
| <i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto della forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i> | | | |
| Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU | N _{ed,SLV} | 138.50 | kN |
| Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,b,SLV} | 433.00 | kN |
| Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008 | α | 1.00 | - |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,SLV} | 433.00 | kN |
| Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU | M _{ed,SLV} | 2267.50 | kN m |

| Verifiche SLV | | | |
|--|-----------------------|----------------|-----------|
| Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008 | | | |
| $Ned, SLV, max = 0.4 fcd \times Ac$ | | | |
| area sezione in calcestruzzo | Ac | 0.89 | mq |
| Azione assiale limite di compressione | Nrd,SLV,ma | 6678.73 | kN |
| Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU (azione assiale complessiva) | Ned | 138.50 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Nrd/Nsd}$ | 48.22 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot \sin\alpha$ | | | |
| Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo | cotg θ | 1.00 | - |
| Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave | α | 90.00 | ° |
| Resistenza a taglio - trazione | Vrd,tt,SLV | 1571.52 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 433.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tt/Ved}$ | 3.63 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) / (1 + ctg^2 \vartheta) =$ | | | |
| Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: Ned, QP+Ned, SLV) | σ_{cp} | 0.16 | Mpa |
| | σ_{cp}/f_{cd} | 0.01 | - |
| Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione | α_c | 1.01 | - |
| Resistenza a taglio - compressione | Vrd,tc,SLV | 3032.77 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 433.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tc/Ved}$ | 7.00 | OK |
| Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008 | | | |
| Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto | | | |
| $V_{dd} = \min \left\{ 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} ; 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \right\}$ | | | |
| | ΣAs_i | 15249.10 | mmq |
| | f_{cd} | 18.81 | MPa |
| | f_{yd} | 391.30 | MPa |
| | $V_{dd,min}$ | 1700.90 | kN |
| Contributo armatura inclinata | ΣAs_i | 4012.92 | mmq |
| $V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$ | | | |
| | ϕ_i | 90.00 | ° |
| | f_{yd} | 391.30 | MPa |
| | V_{id} | 0.00 | kN |
| Contributo attrito | μ | 0.60 | - |
| $V_{fd} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] ; 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \right\}$ | | | |
| | ΣAs_i | 4012.92 | mmq |
| | ξ | 0.13 | - |
| | η | 0.52 | - |
| | V_{fd} | 732.63 | kN |
| Resistenza a scorrimento | Vrd,s | 2433.52 | |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 433.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd/Ved}$ | 5.62 | OK |

Direzione y

La combinazione di riferimento è Ey+0,3Ex (Min).

Nella verifica si fa riferimento al fatto che l'elemento resistente è uno solo.

Si riporta di seguito la verifica a taglio:

| <i>Dati geometrici</i> | | | |
|---|-----------------------|----------------|--------|
| Larghezza zona confinata (1) | B1 | 0.00 | mm |
| Larghezza zona confinata (2) | B2 | 0.00 | mm |
| Lunghezza zona confinata (1) | H1 | 0.00 | mm |
| Lunghezza zona confinata (2) | H2 | 0.00 | mm |
| Lunghezza complessiva setto di controvento | L | 2600.00 | mm |
| Lunghezza anima | La | 2600.00 | mm |
| Lunghezza utile di calcolo (= 0.8 La) | d | 2080.00 | mm |
| Base efficace: larghezza minima della sezione = larghezza anima | Bw | 250.00 | mm |
| <i>Dati armatura</i> | | | |
| <i>Armatura verticale anima</i> | | | |
| Diametro armature verticali | db,l | 12.00 | mm |
| Passo armature verticali | pb,l | 20.00 | cm |
| Area armature verticali | Asl | 11.30 | cmq |
| <i>Armatura orizzontale anima</i> | | | |
| Diametro staffe | db,st | 10.00 | mm |
| Numero bracci staffe | n°b,st | 2.00 | |
| Passo staffe | pb,st | 10.00 | cm |
| Area staffe al metro lineare | Asw/s | 1.57 | mmq/mm |
| <i>Sollecitazioni di calcolo</i> | | | |
| <i>Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al ±50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.</i> | | | |
| Azione assiale "sismica" in combinazione SLV per verifica SLU | N _{ed,SLV} | 502.00 | kN |
| Taglio massimo di base in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,b,SLV} | 503.00 | kN |
| Coefficiente amplificativo §7.4.4.5.1 NTC2008 | α | 1.00 | - |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | V _{ed,SLV} | 503.00 | kN |
| Azione flettente massima in combinazione SLV per verifica SLU | M _{ed,SLV} | 2696.00 | kN m |

| Verifiche SLV | | | |
|---|-----------------------|----------------|------------|
| Verifica limite forza normale di compressione §7.4.4.5.2.1 NTC2008 | | | |
| $Ned, SLV, max = 0.4 fcd \times Ac$ | | | |
| area sezione in calcestruzzo | Ac | 0.65 | mq |
| Azione assiale limite di compressione | Nrd,SLV,max | 4891.47 | kN |
| Azione assiale in combinazione SLV per verifica SLU | Ned | 502.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Nrd/Nsd}$ | 9.74 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-trazione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) \cdot \sin\alpha$ | | | |
| Inclinazione bielle compresse di calcestruzzo | cotg θ | 1.00 | - |
| Inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse della trave | α | 90.00 | $^{\circ}$ |
| Resistenza a taglio - trazione | Vrd,tt,SLV | 1150.97 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 503.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tt/Ved}$ | 2.29 | OK |
| <i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio § 4.1.2.1.3.2 NTC 2008 - Resistenza di calcolo a taglio-compressione</i> | | | |
| $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot f'cd \cdot (ctg\alpha + ctg\vartheta) / (1 + ctg^2\vartheta) =$ | | | |
| Sforzo di compressione (azione assiale ridotta: Ned, QP+Ned, SLV) | σ_{cp} | 0.77 | Mpa |
| | σ_{cp}/fcd | 0.04 | - |
| Coefficiente maggiorativo per azione assiale di compressione | α_c | 1.04 | - |
| Resistenza a taglio - compressione | Vrd,tc,SLV | 2293.34 | kN |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 503.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,tc/Ved}$ | 4.56 | OK |
| <i>Verifica a scorrimento nelle zone critiche § 7.4.4.5.2.2 NTC 2008</i> | | | |
| Resistenza a scorrimento con contributo effetto spinotto | | | |
| $V_{dd} = \min \left\{ 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} , 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \right\}$ | | | |
| | ΣAsi | 11168.35 | mmq |
| | fcd | 18.81 | MPa |
| | fyd | 391.30 | MPa |
| | $V_{dd,min}$ | 1245.73 | kN |
| Contributo armatura inclinata | ΣAsi | 2939.04 | mmq |
| $V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos\phi_i$ | | | |
| | ϕ_i | 90.00 | $^{\circ}$ |
| | fyd | 391.30 | MPa |
| | V_{id} | 0.00 | kN |
| Contributo attrito | μ | 0.60 | - |
| $V_{fa} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] , 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \right\}$ | | | |
| | ΣAsi | 2939.04 | mmq |
| | ξ | 0.18 | - |
| | η | 0.52 | - |
| | V_{fd} | 1152.22 | kN |
| Resistenza a scorrimento | Vrd,s | 2397.95 | |
| Taglio massimo di calcolo in combinazione sismica SLV per verifica SLU | Ved,SLV | 503.00 | kN |
| verifica e coefficiente di sicurezza | $\gamma_{Vrd,Ved}$ | 4.77 | OK |

VERIFICA A FLESSIONE – SETTO “Y2”

La verifica a flessione del setto Y2 è eseguita sfruttando il programma VCaSlu e confrontando il momento resistente ottenuto con quello sollecitante. Nell specifico, il momento resistente del setto è calcolato come segue:

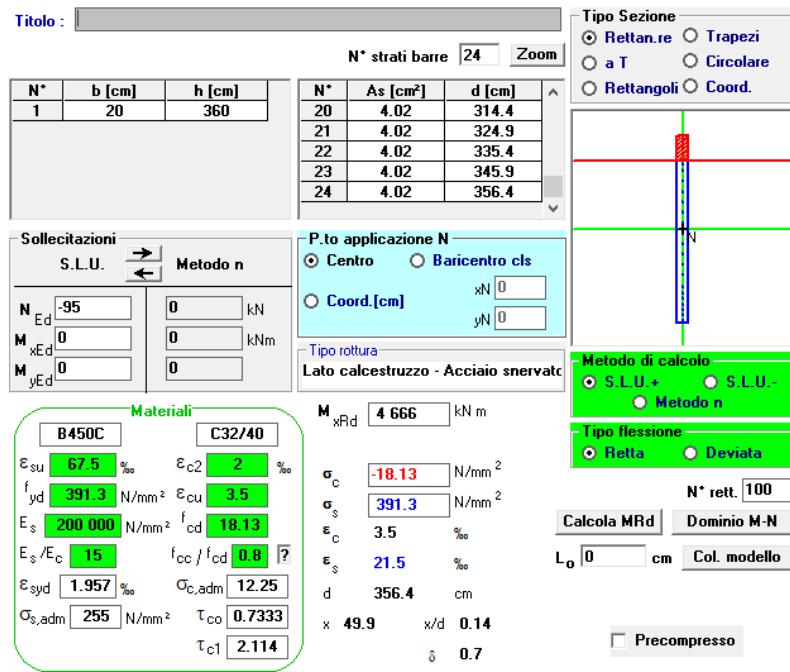


Figura 8-85 - Momento resistente setto "Y2"

La combinazione di carico di riferimento per la verifica è $Ey+0,3Ex$ (Min), cui corrisponde un momento sollecitante di 2 038 kNm.

La verifica è quindi ampiamente soddisfatta.

VERIFICA A FLESSIONE – SETTO A “C”

Per quanto riguarda il setto a C la verifica a flessione è da effettuarsi per le due direzioni x e y, facendo riferimento al fatto che si hanno rispettivamente 2 e 1 elementi resistenti.

Direzione x

La combinazione di riferimento è Ex+0,3Ey (Max).

Nella verifica si fa riferimento al fatto che avendo due elementi resistenti il momento si divida equamente.

La verifica a flessione del setto è eseguita sfruttando il programma VCaSlu e confrontando il momento resistente ottenuto con quello sollecitante. Nell specifico, il momento resistente del singolo elemento che costituisce la “C” è calcolato come segue:

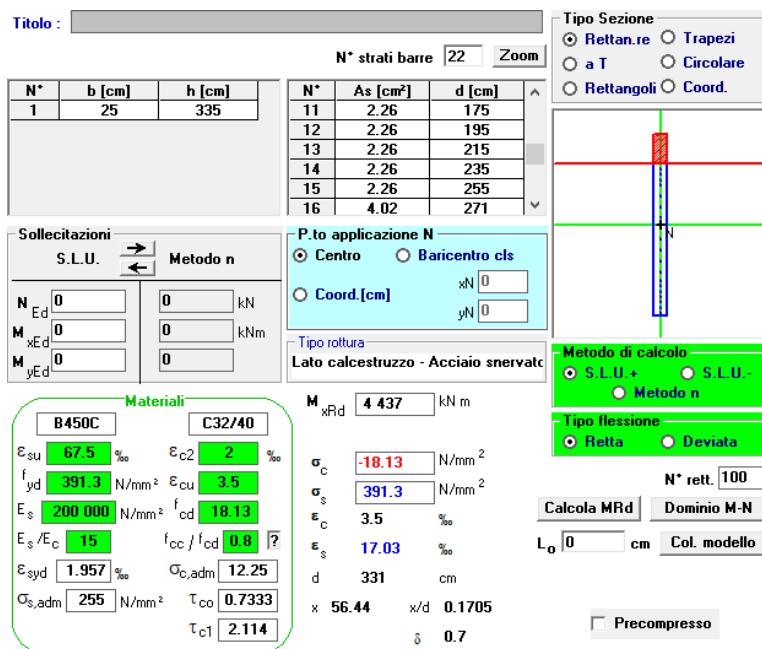


Figura 8-86 - Momento resistente setto "a C" in direzione x

Poiché il momento sollecitante totale è pari a 4 535 kNm, sul singolo elemento si assume agisca un momento pari a 2 267.5 kNm e la verifica risulta soddisfatta.

Direzione y

La combinazione di riferimento è $Ey+0,3Ex$ (Min).

La verifica a flessione del setto è eseguita sfruttando il programma VCaSlu e confrontando il momento resistente ottenuto con quello sollecitante. Nell specifico, il momento resistente del singolo elemento diretto come y che costituisce la "C" è calcolato come segue:

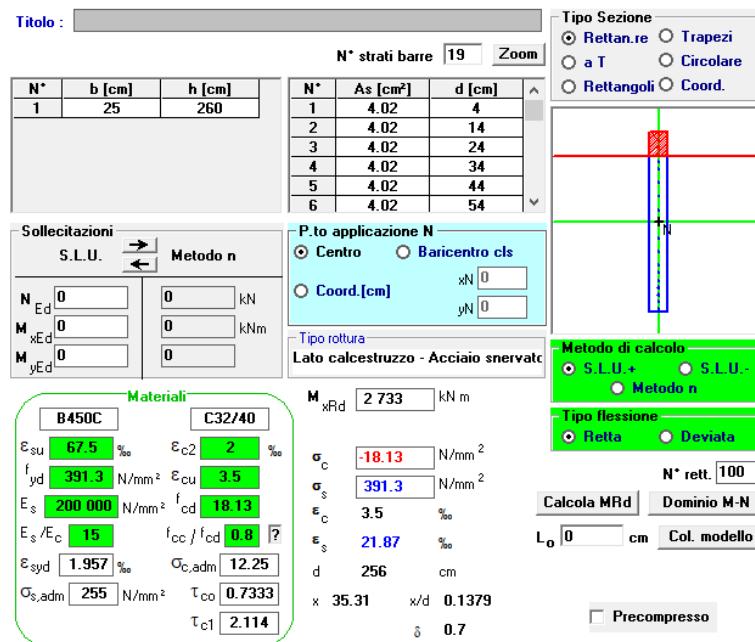


Figura 8-87 -Momento resistente setto "a C" in direzione y

Poiché il momento sollecitante è di 2 696 kNm, la verifica è soddisfatta.

8.2.7 VERIFICA DELLA SEZIONE COMPOSTA

La verifica della sezione composta è eseguita con il software Tecnaria. Si riportano di seguito i risultati dell'analisi:

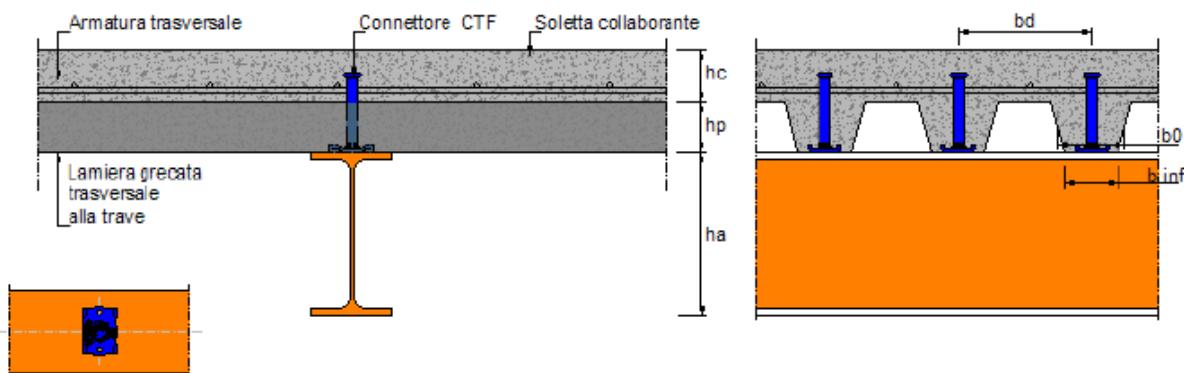
T
TECNARIA Acciaio - Calcestruzzo
Dati di calcolo 1/2
RELATORE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.
Normativa di riferimento: NTC2008 D.M. 14-01-2008 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma: 4.0.2.2

Riferimento per resistenza e duttilità del connettore: Approvazione Tecnica di prodotto Socotec.

Progetto:
Progettista:
Solalto:

| | | | |
|------------------|---|--|---|
| Tipologia | <i>Soletta su lamiera perpendicolare ai profili. Trave non puntellata Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti. Ambiente: secco Limite all'inflessione delta 2=L / 250 Limite all'inflessione finale = L / 200</i> | Coefficienti di sicurezza | DM14/01/2008 |
| | | <i>Azioni - Permanenti: Azioni - Perm. non strutturali: Azioni - Variabili: Materiali - Acciaio: Materiali - Calcestruzzo: Materiali - Connectori: Materiali - Acciaio per barre: Materiali - Lamiera Grecata:</i> | <i>1.30 1.30 1.50 1.05 1.50 1.25 1.15 1.10</i> |
| Geometria | <i>Luce di calcolo: Interasse travi: (b) 280.0 cm Spessore soletta: (hc) 5.0 cm Altezza lamiera grecata: (hp) 5.5 cm Largh. media nervatura: (bd) 7.50 cm Largh. Inferiore nerv.: (binf) 6.10 cm Interasse nervature: (bd) 15.0 cm</i> | Profilo metallico | <i>HE 320 A Altezza trave - ha: 310.0 mm Larghezza ala superiore - bf: 300.0 mm Spessore ala superiore - tf: 15.5 mm Larghezza ala inferiore - bfi: 300.0 mm Spessore ala inferiore - tif: 15.5 mm Spessore anima - tw: 9.0 mm Raggio - r0: 27.0 mm Raggio - r1: 0.0 mm Area: 12440 mm² Iy: 22930.0 cm⁴ Wy Sup: 1479000 mm³ Wy Inf: 1479000 mm³ W Ply: 1628000 mm³</i> |
| Cls | <i>C32/40 fck: 32 N/mm² Rck: 40 N/mm² Peso specifico: 24.0 kN/m³ Ecm: 33346 N/mm²</i> | Acciaio | <i>S355 fy: 355 N/mm² Es: 210000 N/mm²</i> |
| Carichi | <i>Peso proprio: Altri permanenti di 1° fase: Sottofondo: Pavimento:</i> | Tramezzi: <i>0.00 kN/m² 3.90 kN/m² 0.50 kN/m²</i> | |





RELACIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

Normativa di riferimento: NTC2008 D.M. 14-01-2008 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma: 4.0.2.2

Progetto:
Progettista:
Solai:

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU - Calcolo elastico

| | |
|------------------------------|-----------|
| Azioni fase 1: | 8.60 kN/m |
| Momento sollecitante - MEd1: | 127.8 kNm |
| Momento resistente - MRd: | 500.0 kNm |
| Verifica momento: | 0.26 |

| | |
|-----------------------------|----------|
| Classe sezione acciaio: | 2 |
| Taglio sollecitante - VEd1: | 46.9 kN |
| Taglio resistente - VRd1: | 544.6 kN |
| Verifica taglio: | 0.09 |

Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

| | |
|--|-----------|
| Classe sezione mista: | 1 |
| Base efficace: (Beff) | 272.5 cm |
| Asse neutro el. dall'estradossa: 15.1 cm | |
| Momento sollecitante - MEd: | 369.8 kNm |
| Momento resistente - MRd: | 373.8 kNm |
| Verifica momento: | 0.99 |

| | |
|----------------------------|------------|
| Calcolo elastico | |
| Azioni: | 24.90 kN/m |
| Altezza totale: | 41.5 cm |
| Taglio sollecitante - VEd: | 135.7 kN |
| Taglio resistente VRd: | 544.6 kN |
| Verifica taglio: | 0.25 |

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

| | |
|---|-----------|
| Delta 0 - pre-monta iniziale: | 0.0 mm |
| Delta 1 - Sezione: acciaio - Carichi: pesi propri: | 25.3 mm |
| Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: permanenti: | 14.3 mm |
| Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: var. + viscosità: | 5.3 mm |
| Delta 2 da ritiro: | 8.0 mm |
| Delta 2 totale: | 13.3 mm |
| Delta finale totale: | 52.8 mm |
| | = L / 821 |
| | = L / 206 |

| | |
|---|---------------------------------------|
| Asse neutro elastico dall'estradossa ds: | 15.1 cm |
| Coeff. di omogeneizzazione - n | - istantaneo: 6.30 |
| Momento di inerzia sezione omog. - I | - istantaneo: 67000.0 cm ⁴ |
| Incremento frecia per interazione incompleta: | 1.0 |
| Frequenza fondamentale naturale: | 3.9 Hz |
| | calcolata con combinazione frequente. |
| | ps1= 0.0 |

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

| | |
|--|------|
| Connessione elastica | |
| Nc Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN): | 609 |
| Nc,f Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN): | 2471 |
| Nc,el Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): | 1298 |

| | |
|--|---|
| Tipo Connettore: | CTF 12/90 |
| Altezza: | 90 mm |
| Resistenza del connettore - PRd: | 33.40 kN |
| Coeff. riduttivo relativo ad 1 conn. per nerv. | k: 0.61 |
| Coeff. riduttivo relativo a 2 o più conn. per nerv. k2: | 0.43 |
| Resistenza connettore con 1 conn. per nerv. PRd * k: | 20.29 kN |
| Resistenza connettore con più di 1 conn. per nerv. PRd * k2: | 14.35 kN |
| Connettore duttile | Distribuzione connettori elastica variabile |

| | | | |
|----------------------------|-----------------------|------------------------|---|
| Posizionamento connettori: | Nervature per trave | Connettori per trave | - |
| Distribuzione uniforme: | 73 | 170 | - |
| – alternativa – | | | |
| Distribuzione variabile: | | | |
| settore a sinistra | Nervature per settore | Connettori per settore | - |
| settore centrale | 18 | 42 | - |
| settore a destra | 37 | 30 | - |
| Total | 18 | 42 | - |
| | | 114 | |

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C

| | | |
|---------|-------------------------------|------------------------|
| Soletta | Armatura trasversale soletta: | 2.9 cm ² /m |
|---------|-------------------------------|------------------------|

Al fine di soddisfare il limite di deformazione di L/250 si prevede di imporre alle travi una contromonta di 2 cm.

8.3 VERIFICHE DELLA PENSILINA

La struttura della pensilina è realizzata in carpenteria metallica, con colonne tubolari e travi di tipo IPE, H e T alcune delle quali rastremate in direzione dello sbalzo.

8.3.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Sap 2000 v 20 della Computer and structures, Inc Berkeley - Distribuito in Italia da CSI Italia Srl
- Profili_V6 dell'Ing. Pietro Gelfi (civil engineering free software)

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.3.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Il modello della struttura è stato realizzato con il software ad elementi finiti SAP2000 v20. Gli elementi utilizzati per la modellazione sono di tipo “beam”, mentre gli elementi di tipo “shell” del modello non hanno rigidezza e hanno il solo scopo di distribuire i carichi applicati agli elementi di tipo trave.

Si riporta di seguito una vista tri-dimensionale del modello.

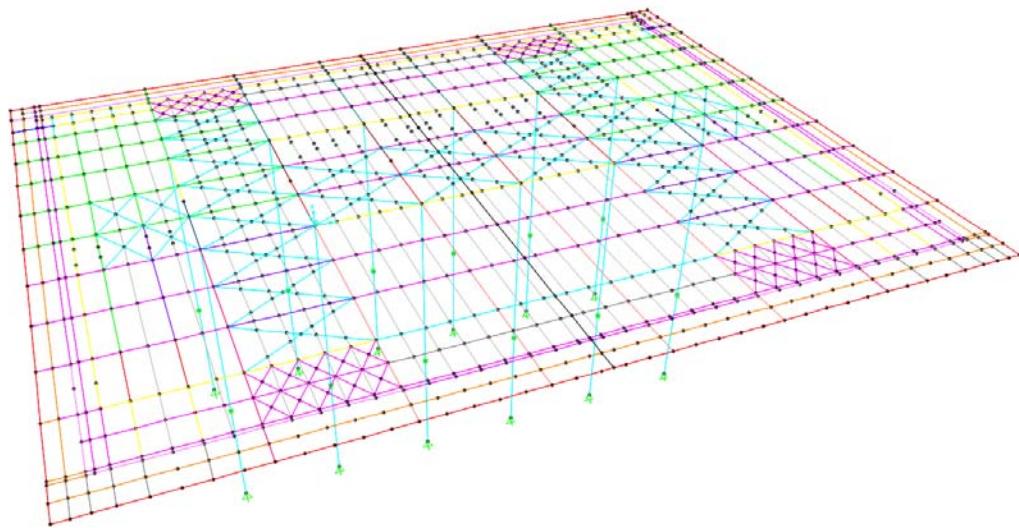


Figura 8-88 - Modello 3D

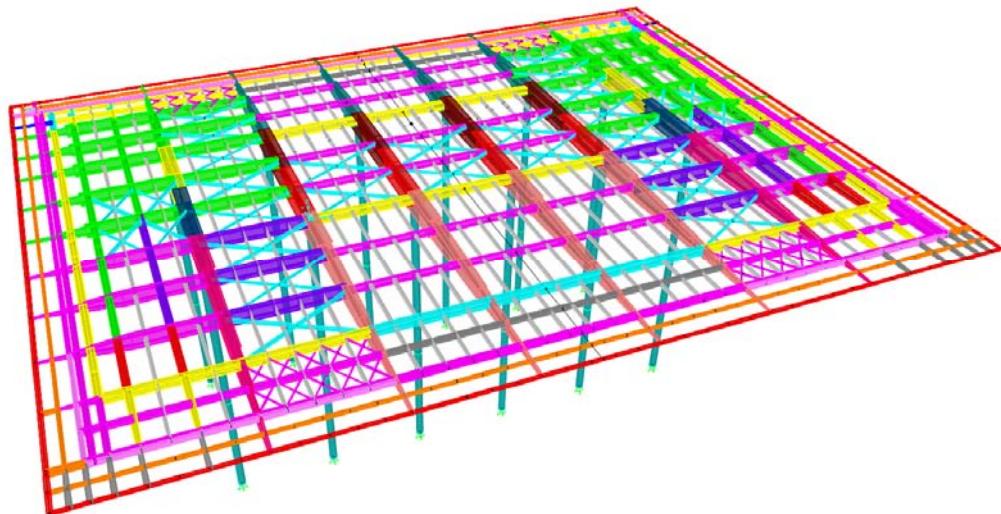


Figura 8-89 - Modello 3D estruso

Come è possibile osservare dal modello 3D estruso, le travi principali sono rastremate in modo da riprodurre fedelmente la reale rigidezza di tali elementi.

La struttura è vincolata con vincoli fissi di tipo cerniera alla base e vincoli orizzontali a 6.5 m dalla base per tenere conto del vincolo orizzontale garantito dal solaio del piano terra.

8.3.3 ANALISI MODALE

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale della struttura, output del software ad elementi finiti utilizzato per la modellazione.

TABLE: Modal Periods And Frequencies

| OutputCase | StepType | StepNum | Period | Frequency | CircFreq | Eigenvalue |
|------------|----------|----------|--------|-----------|----------|------------------------------------|
| Text | Text | Unitless | Sec | Cyc/sec | rad/sec | rad ² /sec ² |
| MODAL | Mode | 1 | 1.580 | 0.633 | 3.976 | 15.806 |
| MODAL | Mode | 2 | 1.069 | 0.935 | 5.878 | 34.546 |
| MODAL | Mode | 3 | 1.044 | 0.958 | 6.021 | 36.252 |
| MODAL | Mode | 4 | 0.682 | 1.466 | 9.213 | 84.873 |
| MODAL | Mode | 5 | 0.674 | 1.483 | 9.320 | 86.867 |
| MODAL | Mode | 6 | 0.467 | 2.141 | 13.449 | 180.882 |
| MODAL | Mode | 7 | 0.461 | 2.169 | 13.630 | 185.775 |
| MODAL | Mode | 8 | 0.459 | 2.178 | 13.688 | 187.355 |
| MODAL | Mode | 9 | 0.423 | 2.366 | 14.869 | 221.073 |
| MODAL | Mode | 10 | 0.332 | 3.013 | 18.933 | 358.474 |
| MODAL | Mode | 11 | 0.310 | 3.230 | 20.295 | 411.875 |
| MODAL | Mode | 12 | 0.275 | 3.637 | 22.850 | 522.130 |

Figura 8-90 – Risultati analisi modale: frequenze e periodi propri della struttura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

| OutputCase | StepNum | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RZ | SumRZ |
|------------|----------|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Text | Unitless | Sec | Unitless |
| MODAL | 1 | 1.580 | 7.89% | 0.00% | 0.00% | 7.89% | 0.00% | 0.00% | 92.84% | 92.84% |
| MODAL | 2 | 1.069 | 91.95% | 0.07% | 0.00% | 99.84% | 0.07% | 0.00% | 7.10% | 99.94% |
| MODAL | 3 | 1.044 | 0.07% | 99.77% | 0.01% | 99.91% | 99.84% | 0.01% | 0.00% | 99.94% |
| MODAL | 4 | 0.682 | 0.00% | 0.02% | 6.48% | 99.91% | 99.86% | 6.49% | 0.00% | 99.94% |
| MODAL | 5 | 0.674 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 99.91% | 99.86% | 6.49% | 0.01% | 99.95% |
| MODAL | 6 | 0.467 | 0.00% | 0.06% | 6.92% | 99.91% | 99.92% | 13.41% | 0.00% | 99.95% |
| MODAL | 7 | 0.461 | 0.01% | 0.00% | 0.00% | 99.92% | 99.92% | 13.41% | 0.00% | 99.95% |
| MODAL | 8 | 0.459 | 0.00% | 0.01% | 11.12% | 99.92% | 99.93% | 24.53% | 0.00% | 99.95% |
| MODAL | 9 | 0.423 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 99.93% | 99.93% | 24.53% | 0.01% | 99.96% |
| MODAL | 10 | 0.332 | 0.00% | 0.00% | 1.24% | 99.93% | 99.93% | 25.78% | 0.00% | 99.96% |
| MODAL | 11 | 0.310 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 99.93% | 99.93% | 25.78% | 0.00% | 99.96% |
| MODAL | 12 | 0.275 | 0.02% | 0.00% | 0.00% | 99.94% | 99.93% | 25.78% | 0.00% | 99.96% |

Figura 8-91 – Risultati analisi modale: masse partecipanti

Di seguito si riportano le forme modali dei modi di vibrare della struttura più significativi.

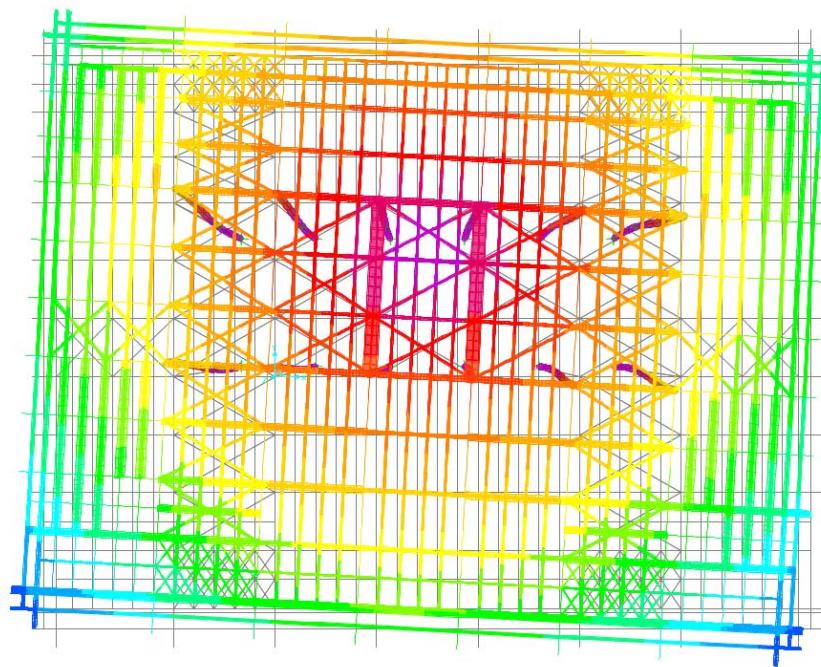


Figura 8-92 – Modo 1

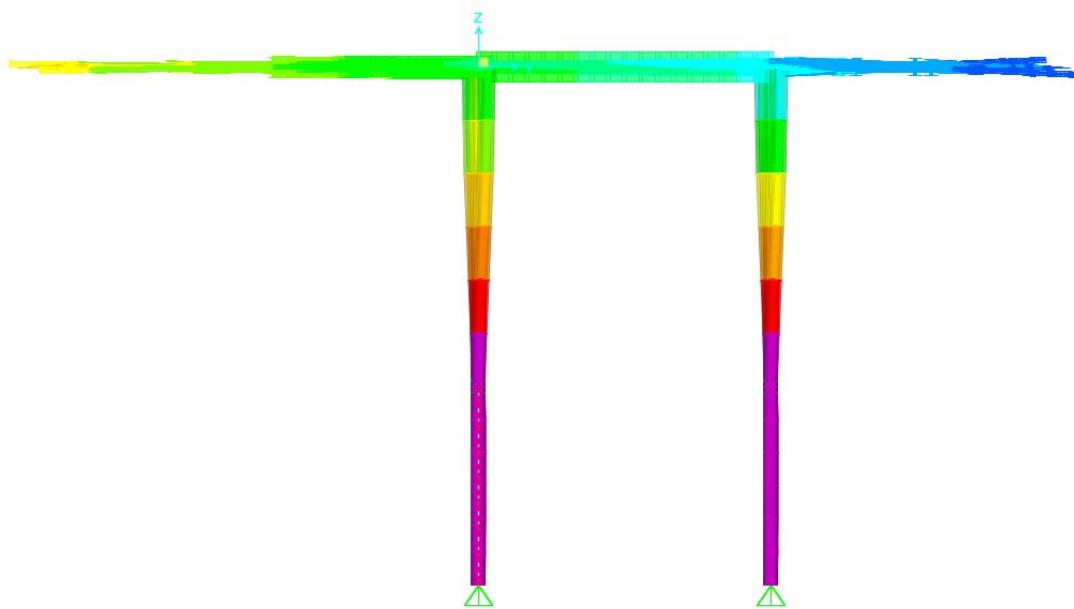
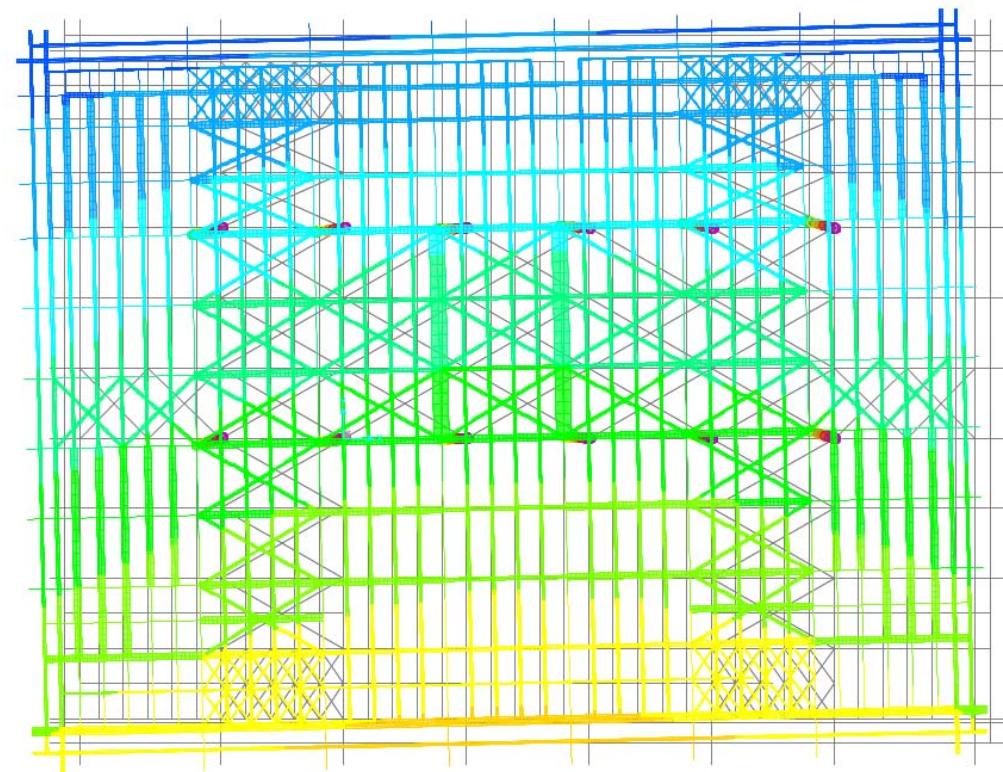


Figura 8-93 – Modo 2

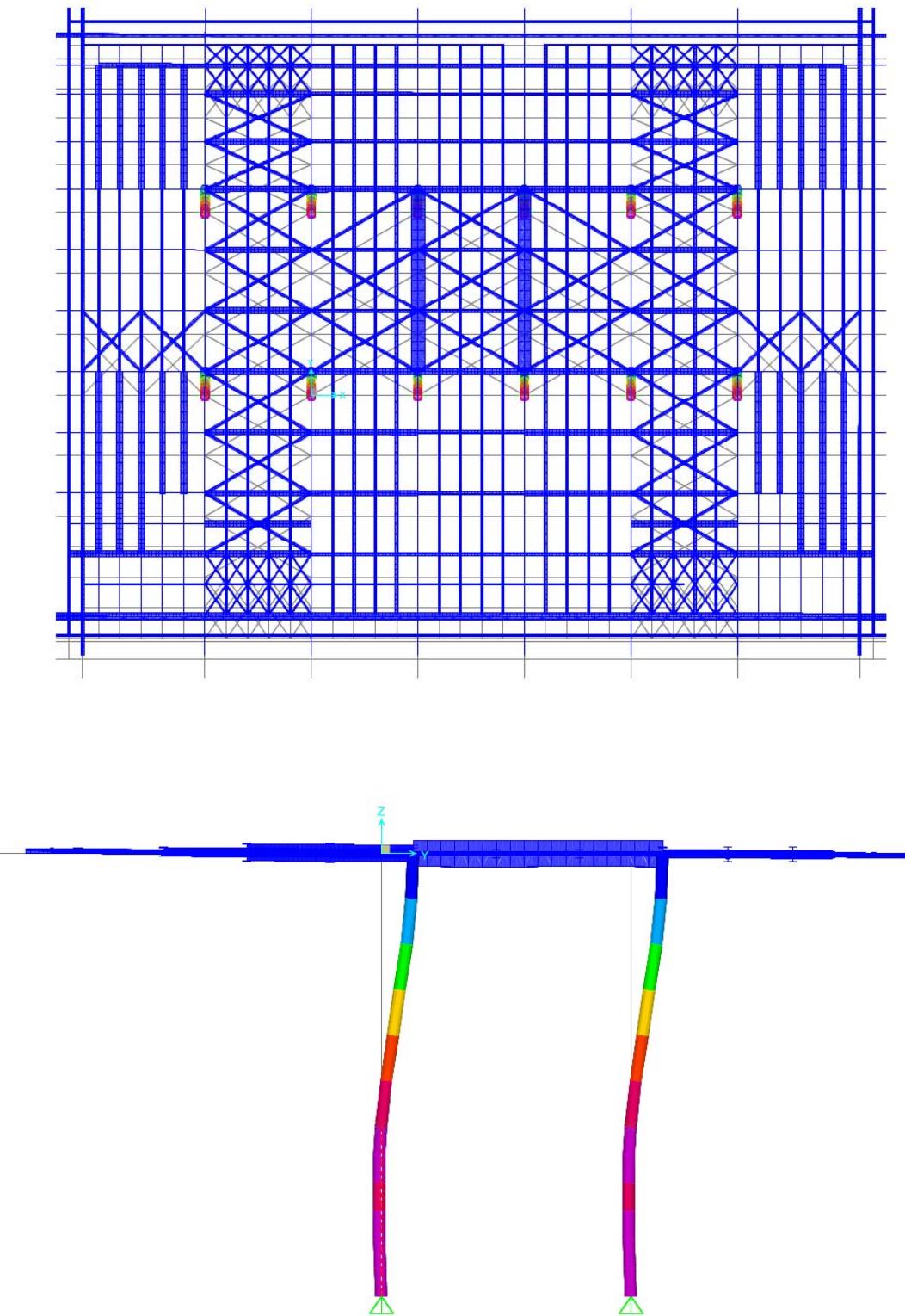


Figura 8-94 – Modo 3

8.3.4 DEFORMATE SISMICHE

Nel seguito sono riportate le deformate della struttura soggetta al carico sismico di progetto, allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), distinguendo le due direzioni principali X e Y.

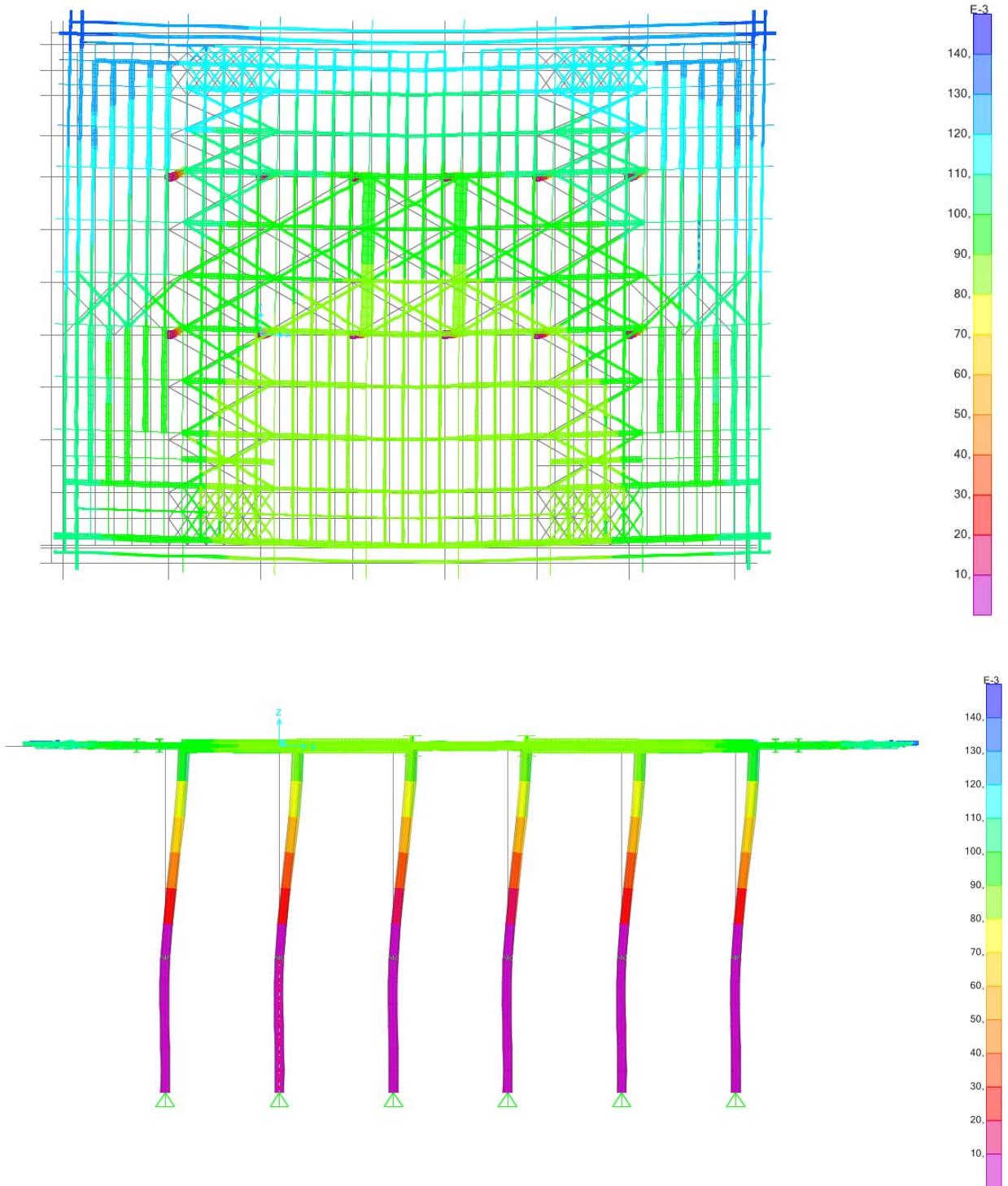


Figura 8-95 – Spostamento per combinazione SLV in direzione X. Spostamento massimo 7.1 cm

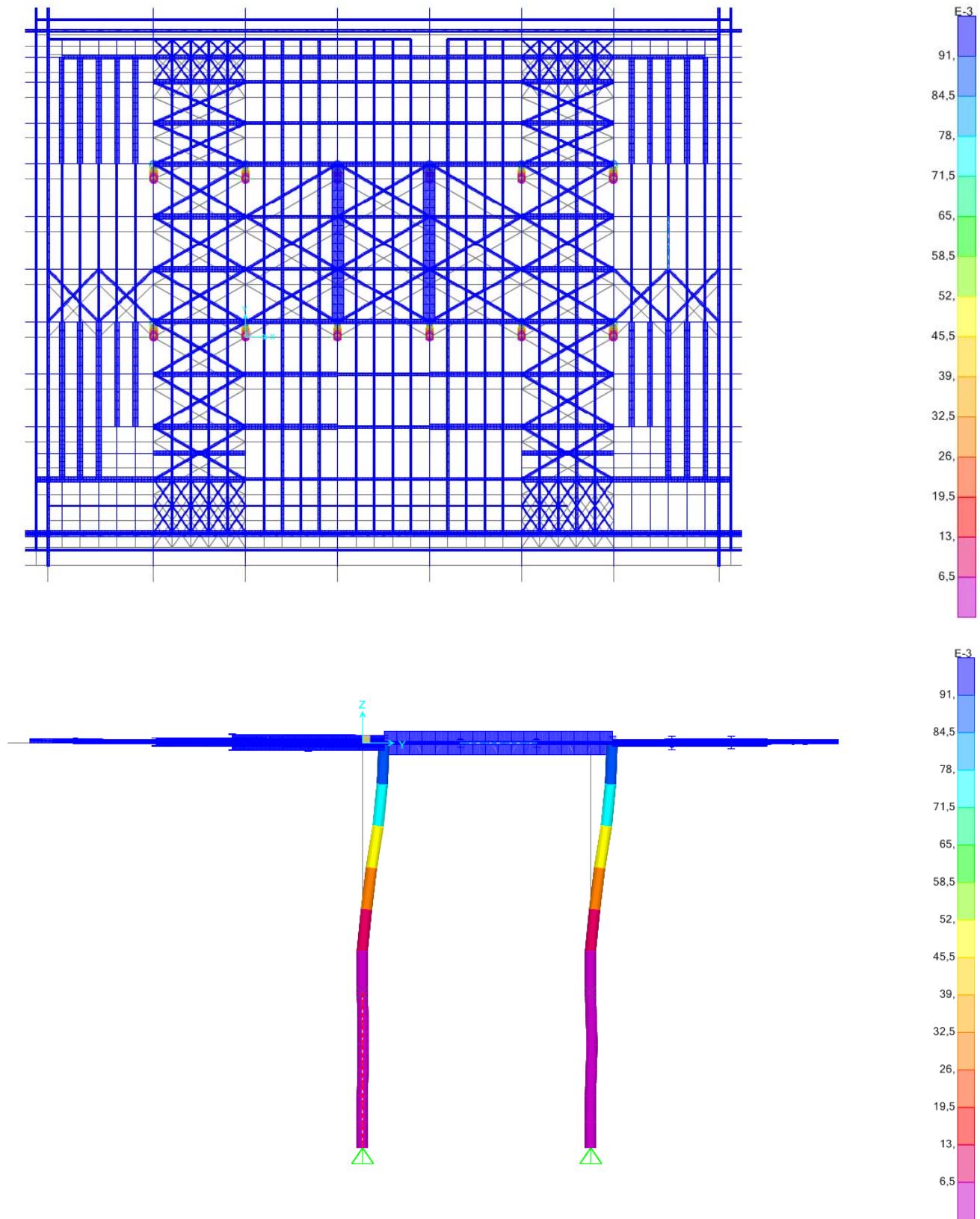


Figura 8-96 – Spostamento per combinazione SLV in direzione Y. Spostamento massimo 9,6 cm

8.3.5 VERIFICA A SLE – MASSIMO ABBASSAMENTO VERTICALE

Viene ora eseguita la verifica di abbassamento allo stato limite di esercizio. Per la struttura in oggetto è necessario verificare che l'abbassamento della struttura soggetta ai carichi variabili sia inferiore a 1/250 della luce. La combinazione di carico più gravosa prevede il vento come carico principale e la neve come carico secondario, secondo le prescrizioni di normativa (NTC2018).

Si riporta di seguito la deformata della struttura soggetta ai carichi variabili

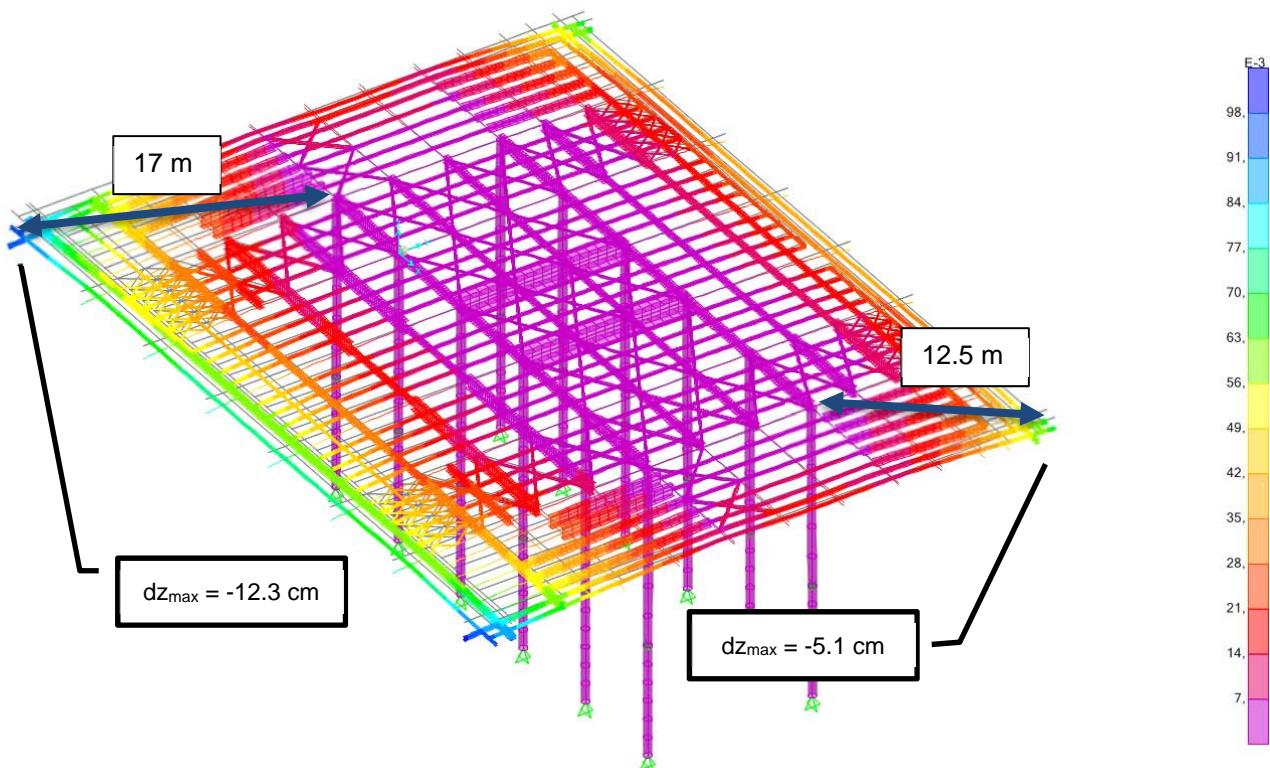


Figura 8-97 – Deformata della struttura soggetta a carichi variabili

L'abbassamento verticale è pari a:

- $12.3 \text{ cm} = L/276 < L/250$ Sbalzo di luce maggiore
- $5.10 \text{ cm} = L/490 < L/250$ Sbalzo di luce minore

Le verifiche risultano soddisfatte.

8.3.6 VERIFICA A SLU – TRAVE PRINCIPALE REALIZZATA CON PIATTI SALDATI

La trave ha sezione a doppio T con ali di larghezza 700 mm e altezza 60 mm e anima di altezza 1000 mm e spessore 20 mm.

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime nella combinazione SLU della trave metallica in oggetto, nella sezione in corrispondenza dell'intersezione con le colonne tubolari.

$$M_{Ed} = 6\,390 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1\,100 \text{ kN}$$

La verifica viene effettuata in relazione alla resistenza della membratura all'instabilità flesso-torsionale. Essendo le travi vincolate dai controventi di falda a X, si assume una lunghezza di libera inflessione pari a 3.2 m, in favore di sicurezza. Risulta pertanto:

$$\chi_{LT} = 1$$

$$M_{b,Rd} = W f_y / 1.05 = 13\,332 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 6\,390 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica a taglio è condotta considerando unicamente l'anima della sezione, di spessore pari a 30 mm e altezza di 1000 mm.

Il taglio resistente è dato da:

$$V_{Rd} = b_w \cdot H \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 20 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 355 / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 3\,904 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1\,100 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

8.3.7 VERIFICA A SLU – COLONNA TUBOLARE

Per questo elemento strutturale si verificano due combinazioni di carico: SLU e SLV, prestando particolare attenzione al fenomeno dell'instabilità. Per le combinazioni SLV si riportano le verifiche relative alle combinazioni direzionali più gravose.

Combinazione SLU

Si riportano di seguito i risultati del foglio di calcolo, considerando le combinazioni direzionali più sfavorevoli.

| SCE Project S.r.l. | | OGGETTO | CODICE | | |
|--|---------------------------|--|----------------------------|--|------|
| Viale Sarca 336/f - 20126 Milano - Italy tel. +39 02 700.065.30 fax +39 02 710.911.87 mail sce@sceproject.it www.sceproject.it | | SDR VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO | 1806 | | |
| TITOLO | SIGLE | REV | DATA | PAG | |
| VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO | GA | 00 | 16/04/2018 | 1/1 | |
| DATI | | SEZIONE | SOLLECITAZIONI DI PROGETTO | | |
| area - A = | 427.26 cm ² | Tipo = | Tdircolari | Luce = 1000.00 cm | |
| momento d'inerzia I _z = | 97 013.42 cm ⁴ | Sezione = | D 457 s 32 | N _{Ed} = 2302.00 kN | |
| momento d'inerzia I _y = | 97 013.42 cm ⁴ | W = | plastico | M _{2,Ed} = 267.00 kNm | |
| Momento d'inerzia torsionale - I _T = | 97 013.42 cm ⁴ | E = | 210000 Mpa | M _{3,Ed} = 350.00 kNm | |
| raggio d'inerzia minimo - i _{min} = | 15.07 cm | G = | 78400 Mpa | M _{1A,Ed} = 0.1 kNm | |
| modulo plastico - W _{2,pl} = | 5 790.92 cm ³ | f _y = | 460 Mpa | M _{1B,Ed} = 0.1 kNm | |
| modulo plastico - W _{3,pl} = | 5 790.92 cm ³ | γ _M = | 1.05 | V _{3,Ed} = 43.00 kN | |
| modulo elastico - W _{2,el} = | 4 245.66 cm ³ | | | | |
| modulo elastico - W _{3,el} = | 4 245.66 cm ³ | | | | |
| area a taglio - A _{V3} = | 272.00 cm ⁻² | | | | |
| VERIFICHE A COMPRESSIONE/TRAZIONE | | | | | |
| tipo di vincoli alle estremità - β = | 1 | lunghezza di libera d'inflessione - l _l = | 1000.00 | cm | |
| fattore di imperfezione - α = | 0.21 | coefficiente Φ = | 1.093 | | |
| snellezza = | 66.36 | coefficiente di instabilità χ = | 0.642 | | |
| snellezza adimensionale - λ̄ = | 0.989 | | | | |
| sollecitazione di progetto - N _{Ed} = | 2302.00 kN | | | | |
| resistenza assiale - N _{Rd} = | 18717.91 kN | | | | |
| N _{Ed} /N _{Rd} = | 0.12 <1 | | | | |
| coeff. di sicurezza - γ _S = | 8.13 | | | | |
| resistenza all'instabilità - N _{b,Rd} = | 12018.00 kN | | | | |
| N _{Ed} /N _{b,Rd} = | 0.19 <1 | | | | |
| coeff. di sicurezza - γ _S = | 5.22 | | | | |
| VERIFICHE A FLESSIONE RETTA/DEVIATA | | | | | |
| sollecitazione di progetto - M _{2,Ed} = | 267.00 kNm | | | | |
| resistenza flessionale - M _{2,Rd} = | 2536.98 kNm | | | | |
| M _{2,Ed} /M _{2,Rd} = | 0.11 <1 | | | | |
| coeff. di sicurezza - γ _S = | 9.50 | | | | |
| | | VERIFICA A FLESSIONE RETTA (M ₂) : Soddisfatta | | | |
| sollecitazione di progetto - M _{3,Ed} = | 350.00 kNm | | | | |
| resistenza flessionale - M _{3,Rd} = | 2536.98 kNm | | | | |
| M _{3,Ed} /M _{3,Rd} = | 0.14 <1 | | | | |
| coeff. di sicurezza - γ _S = | 7.25 | | | | |
| | | VERIFICA A FLESSIONE RETTA (M ₃) : Soddisfatta | | | |
| Verifica - fless.deviata = | 0.24 <1 | | | | |
| coeff. di sicurezza - γ _S = | 7.25 | | | | |
| | | VERIFICA A FLESSIONE DEVIATA : Soddisfatta | | | |
| VERIFICA A PRESSOFLESSIONE | | | | | |
| N _{a2} = 201071.7 kN | | M _{2,eq,Ed} = 267.00 | kNm | | |
| N _{a3} = 201071.7 kN | | M _{3,eq,Ed} = 350.00 | kNm | | |
| N _{Ed} = 2302.00 kN | | N _{b,Rd} = 12018.00 | kN | | |
| snellezza = 66.36 | | coefficiente di instabilità - χ = 0.64 | | | |
| $\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_y \cdot A} + \frac{M_{y_{eq},Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_y \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z_{eq},Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_y \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$ | | | | | |
| N _{Ed} / N _{Rd} | 0.19 | M _{2,eq,Ed} / M _{2,Rd} | 0.11 | M _{3,eq,Ed} / M _{3,Rd} | 0.14 |
| verifica domino di resistenza | | 0.44 <1 | | | |
| coeff. di sicurezza - γ _S | 2.29 | | | | |
| | | | | VERIFICA : Soddisfatta | |

| VERIFICA FLESSO-TORSIONALE | | | |
|--|---------------------------|--|-------------|
| tipo di vincoli alle estremità - β = | 0.76 | Lunghezza libera d'inflessione laterale - l_{cr} = | 760 cm |
| fattore di imperfezione - α_{LT} = | 0.34 | | |
| Momento d'inerzia "asse debole" - I_{min} = | 97 013.42 cm ⁴ | | |
| Momento d'inerzia torsionale - I_T = | 97 013.42 cm ⁴ | inserito | |
| W_{max} = | 5 790.92 cm ³ | | |
| ψ = | 1 | | |
| Momento critico - M_{cr} = | 51507.48 kNm | | |
| snellezza adimensionale - λ_{LT} = | 0.227414241 | | |
| $\lambda_{LT,0}$ = | 0.2 <0.4 | k_c = | 0.94 >0.75 |
| coefficiente - Φ_{LT} = | 0.524312971 | Asse forte | 3 |
| f = | 0.989671267 | $M_{2,eq,Ed}$ = | 267.00 kNm |
| coefficiente di instabilità - χ_{LT} = | 1.00 | $M_{3,eq,Ed}$ = | 350.00 kNm |
| $\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_y \cdot A} + \frac{M_{y,y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_y \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$ | | | |
| N_{Ed} / N_{Rd} | 0.19 | $M_{2,eq,Ed} / M_{2,Rd}$ | 0.11 |
| $M_{3,eq,Ed} / M_{3,Rd}$ | 0.14 | | |
| verifica domino di resistenza | 0.44 <1 | VERIFICA : | Soddisfatta |
| coeff. di sicurezza - γ_s = | 2.29 | | |

| VERIFICA A TENSOFLESSIONE | | | |
|------------------------------------|-------------|-----------------------|-------------|
| $N_{Rd} =$ | 18717.91 kN | $N_{Ed} =$ | 2302.00 KN |
| $M_{2,Rd} =$ | 2536.98 kNm | $M_{2,Ed} =$ | 267.00 kNm |
| $M_{3,Rd} =$ | 2536.98 kNm | $M_{3,Ed} =$ | 350.00 kNm |
| N_{Ed} / N_{Rd} | 0.12 | $M_{2,Ed} / M_{2,Rd}$ | 0.11 |
| $M_{3,Ed} / M_{3,Rd}$ | 0.14 | | |
| verifica domino di resistenza | 0.37 <1 | VERIFICA : | Soddisfatta |
| coeff. di sicurezza - γ_s = | 2.73 | | |

| VERIFICA A TAGLIO | | | |
|---|------------|-------------------------------|-------------|
| sollecitazione di progetto - $V_{3,Ed}$ = | 43 kN | | |
| resistenza a taglio - $V_{3,Rd}$ = | 6879.82 kN | | |
| $V_{3,Ed}/V_{3,Rd}$ = | 0.01 <1 | VERIFICA A TAGLIO (V_3) : | Soddisfatta |
| coeff. di sicurezza - γ_s = | 160.00 | | |

Combinazione SLV

| SCE Project S.r.l. | | OGGETTO | CODICE |
|--|---|--|----------------------------|
| Viale Sarca 336/f - 20126 Milano - Italy tel. +39 02 700.065.30 fax +39 02 710.911.87 mail sce@sceproject.it www.sceproject.it | | SDR VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO | 1806 |
| TITOLO | SIGLE | REV | DATA |
| VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO | GA | 00 | 16/04/2018 |
| DATI | | SEZIONE | SOLLECITAZIONI DI PROGETTO |
| area - A = momento d'inerzia I _x = momento d'inerzia I _y = Momento d'inerzia torsionale - I _T = raggio d'inerzia minimo - i _{min} = modulo plastico - W _{2,pl} = modulo plastico - W _{3,pl} = modulo elastico - W _{2,el} = modulo elastico - W _{3,el} = area a taglio - A _{V3} = | Tipo = Tcircular Sezione = D 457 s 32 W = plastico E = 210000 Mpa G = 78400 Mpa f _y = 460 Mpa γ _M = 1.05 | Luce = 1000.00 cm N _{Ed} = 1410.00 kN M _{2,Ed} = 673.00 kNm M _{3,Ed} = 626.00 kNm M _{1A,Ed} = 0.1 kNm M _{1B,Ed} = 0.1 kNm V _{3,Ed} = 130.00 kN | |
| VERIFICHE A COMPRESSIONE/TRAZIONE | | | |
| tipo di vincoli alle estremità - β = fattore di imperfezione - α = snellezza = snellezza adimensionale - λ̄ = | lunghezza di libera d'inflessione - l _{fl} = coefficiente Φ = coefficiente di instabilità χ = | 1000.00 cm 1.093 0.642 | |
| sollecitazione di progetto - N _{Ed} = resistenza assiale - N _{Rd} = N _{Ed} /N _{Rd} = coeff. di sicurezza - γ _S = | 1410.00 kN 18717.91 kN 0.08 <1 13.28 | VERIFICA RESISTENZA ASSIALE : Soddisfatta | |
| resistenza all'instabilità - N _{b,Rd} = N _{Ed} /N _{b,Rd} = coeff. di sicurezza - γ _S = | 12018.00 kN 0.12 <1 8.52 | VERIFICA INSTABILITÀ : Soddisfatta | |
| VERIFICHE A FLESSIONE RETTA/DEVIATA | | | |
| sollecitazione di progetto - M _{2,Ed} = resistenza flessionale - M _{2,Rd} = M _{2,Ed} /M _{2,Rd} = coeff. di sicurezza - γ _S = | 673.00 kNm 2536.98 kNm 0.27 <1 3.77 | VERIFICA A FLESSIONE RETTA (M ₂) : Soddisfatta | |
| sollecitazione di progetto - M _{3,Ed} = resistenza flessionale - M _{3,Rd} = M _{3,Ed} /M _{3,Rd} = coeff. di sicurezza - γ _S = | 626.00 kNm 2536.98 kNm 0.25 <1 4.05 | VERIFICA A FLESSIONE RETTA (M ₃) : Soddisfatta | |
| Verifica - fless.deviata = coeff. di sicurezza - γ _S = | 0.51 <1 4.05 | VERIFICA A FLESSIONE DEVIATA : Soddisfatta | |
| VERIFICA A PRESSOFLESSIONE | | | |
| N _{α2} = 201071.7 kN N _{α3} = 201071.7 kN N _{Ed} = 1410.00 kN snellezza = 66.36 | 1 1 M _{2,eq,Ed} = 673.00 kNm M _{3,eq,Ed} = 626.00 kNm N _{b,Rd} = 12018.00 kN coefficiente di instabilità - χ = 0.64 | | |
| $\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$ | | | |
| N _{Ed} /N _{Rd} 0.12 | M _{2,eq,Ed} /M _{2,Rd} 0.27 | M _{3,eq,Ed} /M _{3,Rd} 0.25 | |
| verifica domino di resistenza coeff. di sicurezza - γ _S = | 0.63 <1 1.58 | VERIFICA : Soddisfatta | |

VERIFICA FLESSO-TORSIONALE

| | | | | | |
|--|---------------------------|--|-----------------|--------------------------|------|
| tipo di vincoli alle estremità - β = | 0.76 | Lunghezza libera d'inflessione laterale - l_{cr} = | 760 | cm | |
| fattore di imperfezione - α_{LT} = | 0.34 | | | | |
| Momento d'inerzia "asse debole" - I_{min} = | 97 013.42 cm ⁴ | inserito | | | |
| Momento d'inerzia torsionale - I_T = | 97 013.42 cm ⁴ | | | | |
| W_{max} = | 5 790.92 cm ³ | | | | |
| ψ = | 1 | | | | |
| Momento critico - M_{cr} = | 51507.48 kNm | | | | |
| snellezza adimensionale - λ_{LT} = | 0.227414241 | | | | |
| $\lambda_{LT,0}$ = | 0.2 <0.4 | k_c = | 0.94 >0.75 | | |
| coefficiente - Φ_{LT} = | 0.524312971 | Asse forte | 3 | | |
| f = | 0.989671267 | | | | |
| coefficiente di instabilità - χ_{LT} = | 1.00 | 1 | $M_{2,eq,Ed}$ = | 673.00 kNm | |
| | | 1 | $M_{3,eq,Ed}$ = | 626.00 kNm | |
| $\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_y \cdot A} + \frac{M_{y,y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_y \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$ | | | | | |
| N_{Ed} / N_{Rd} | 0.12 | $M_{2,eq,Ed} / M_{2,Rd}$ | 0.27 | $M_{3,eq,Ed} / M_{3,Rd}$ | 0.25 |
| verifica domino di resistenza | 0.63 <1 | | | VERIFICA : Soddisfatta | |
| coeff. di sicurezza - γ_s = | 1.58 | | | | |

VERIFICA A TENSOFLESSIONE

| | | | | | |
|------------------------------------|-------------|-----------------------|------------|------------------------|------|
| $N_{Rd} =$ | 18717.91 kN | $N_{Ed} =$ | 1410.00 KN | | |
| $M_{2,Rd} =$ | 2536.98 kNm | $M_{2,Ed} =$ | 673.00 kNm | | |
| $M_{3,Rd} =$ | 2536.98 kNm | $M_{3,Ed} =$ | 626.00 kNm | | |
| N_{Ed} / N_{Rd} | 0.08 | $M_{2,Ed} / M_{2,Rd}$ | 0.27 | $M_{3,Ed} / M_{3,Rd}$ | 0.25 |
| verifica domino di resistenza | 0.59 <1 | | | VERIFICA : Soddisfatta | |
| coeff. di sicurezza - γ_s = | 1.70 | | | | |

VERIFICA A TAGLIO

| | | | |
|---|------------|-------------------------------|-------------|
| sollecitazione di progetto - $V_{3,Ed}$ = | 130 kN | | |
| resistenza a taglio - $V_{3,Rd}$ = | 6879.82 kN | | |
| $V_{3,Ed}/V_{3,Rd}$ = | 0.02 <1 | | |
| coeff. di sicurezza - γ_s = | 52.92 | | |
| | | VERIFICA A TAGLIO (V_3) : | Soddisfatta |

Le verifiche sono soddisfatte.

8.4 PASSERELLE IN CARPENTERIA METALLICA

La passerella è realizzata in carpenteria metallica, con profili HEA550 per le travi principali e IPE240 per i profili secondari. Per i controventi sono stati impiegati profili L50x5.

8.4.1 SOFTWARE

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi, di cui, secondo quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, si indicano di seguito origine, caratteristiche, titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione.

- Midas Gen 2018 (v. 1.2) – Midas Information Technology Co., Ltd.- Distribuito da Harpaceas s.r.l.

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

8.4.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Si riporta di seguito la vista 3D del modello di calcolo realizzato in Midas Gen.

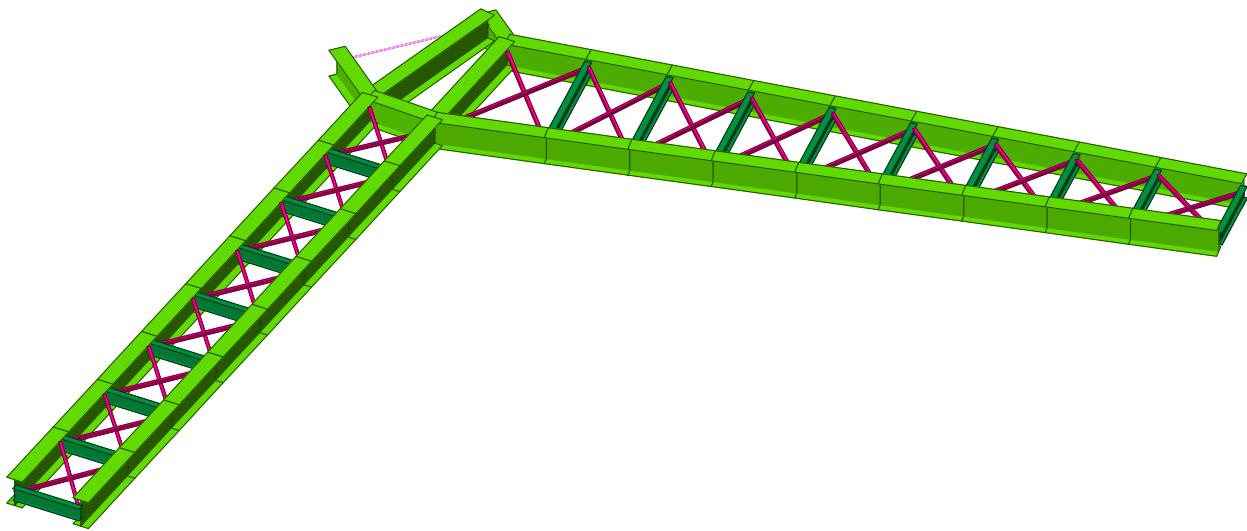


Figura 8-98 – Modello ad elementi finiti

Gli elementi strutturali sono realizzati con elementi principali di tipo "beam" e controventi di tipo "truss", garantendo il funzionamento unicamente ad azione assiale.

8.4.3 VERIFICHE SLE – DEFORMATA IN COMBINAZIONE RARA

Si riporta di seguito la deformata della struttura in combinazione rara.

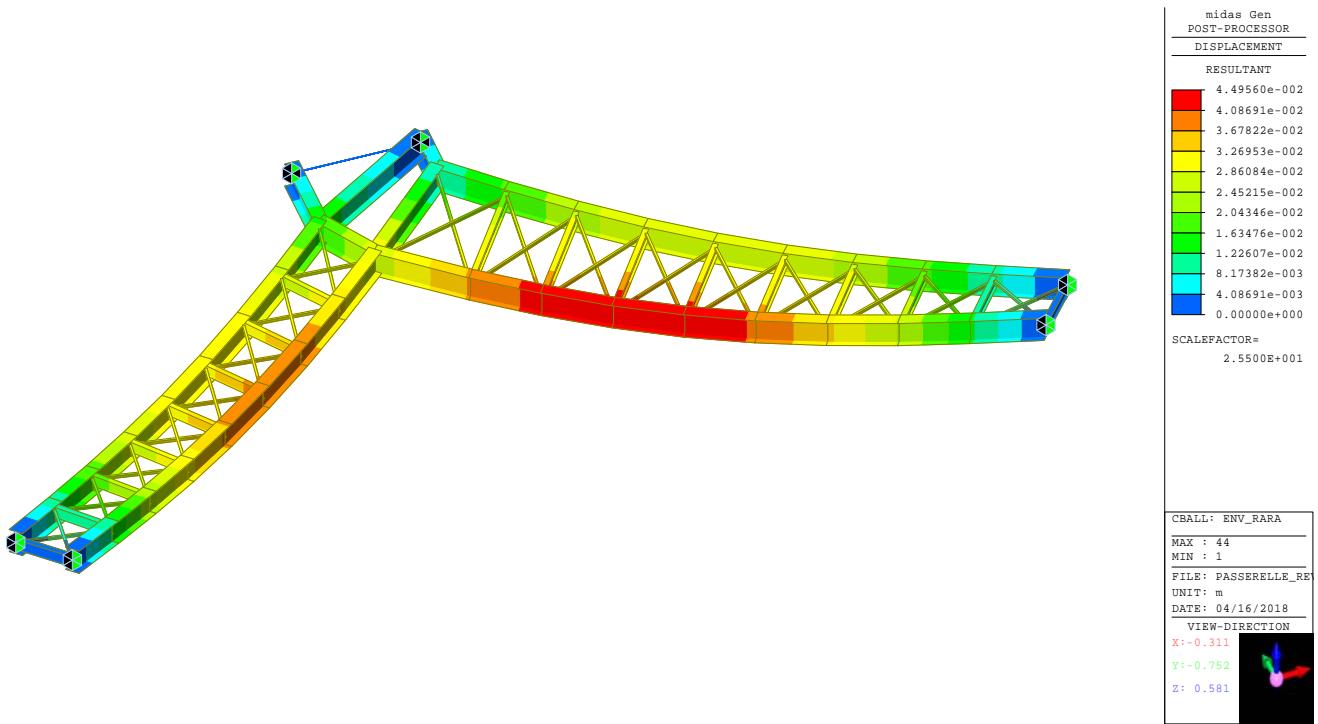


Figura 8-99 – Deformata in combinazione rara

L'abbassamento massimo è pari a 4.5 cm, pari a L/351.

8.4.4 VERIFICHE SLU DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

In questo paragrafo sono riportate le verifiche automatiche eseguite dal post-processore del software Midas Gen.

HEA650

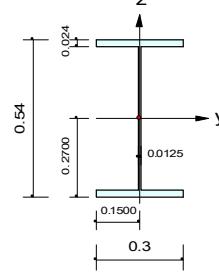
midas Gen

Steel Checking Result

| Company | | Project Title | |
|---------|-----------|---------------|------------------------|
| Author | Francesco | File Name | G:\Passerelle_rev2.mgb |

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 11
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 21000000)
 Section Name : HEA550 (No:2)
 (Rolled : HEA550).
 Member Length : 13.7352



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 6, POS:1/2)
 Bending Moments My = 471.547, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 471.400, Myj = 440.846 (for Lb)
 Myi = 197.706, Myj = -0.0511 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 4.54767 (LCB: 15, POS:i)
 Fzz = 107.821 (LCB: 6, POS:j)

| | | | |
|--------------|---------|--------------|---------|
| Depth | 0.54000 | Web Thick | 0.01250 |
| Top F Width | 0.30000 | Top F Thick | 0.02400 |
| Bot. F Width | 0.30000 | Bot. F Thick | 0.02400 |
| Area | 0.02120 | Asz | 0.00675 |
| Qyb | 0.17887 | Qzb | 0.01125 |
| Iyy | 0.00112 | Izz | 0.00011 |
| Ybar | 0.15000 | Zbar | 0.27000 |
| Wely | 0.00415 | Welz | 0.00072 |
| ry | 0.23000 | rz | 0.07150 |

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 13.7352, Lz = 1.46236, Lb = 1.46236
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 70.5 < 200.0 (Memb:2, LCB: 14)..... O.K

Axial Resistance

N_Ed/Nt_Rd = 0.00/7526.00 = 0.000 < 1.000 O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 471.55/1640.81 = 0.287 < 1.000 O.K

M_Edz/M_Rdz = 0.000/390.222 = 0.000 < 1.000 O.K

Combined Resistance

RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]

Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd

Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.287 < 1.000 O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 O.K

V_Edz/Vz_Rd = 0.063 < 1.000 O.K

IPE240

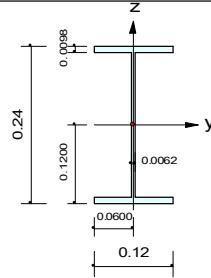
midas Gen

Steel Checking Result

| Company | | Project Title | |
|---------|-----------|---------------|----------------------------|
| Author | Francesco | File Name | G:\...\Passerelle_rev2.rgb |

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 55
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : IPE240 (No:3)
 (Rolled : IPE240).
 Member Length : 2.40329



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 6, POS:1/2)
 Bending Moments My = 12.2922, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.04803, Myj = -0.1987 (for Lb)
 Myi = 0.04803, Myj = -0.1987 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.45486 (LCB: 11, POS:1/2)
 Fzz = -20.985 (LCB: 6, POS:I)

| | | | |
|--------------|---------|--------------|---------|
| Depth | 0.24000 | Web Thick | 0.00620 |
| Top F Width | 0.12000 | Top F Thick | 0.00980 |
| Bot. F Width | 0.12000 | Bot. F Thick | 0.00980 |
| Area | 0.00391 | Asz | 0.00149 |
| Qyb | 0.02790 | Qzb | 0.00180 |
| Iyy | 0.00004 | Izz | 0.00000 |
| Ybar | 0.06000 | Zbar | 0.12000 |
| Wely | 0.00032 | Welz | 0.00005 |
| ry | 0.09936 | rz | 0.02757 |

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.40329, Lz = 2.40329, Lb = 2.40329
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 87.2 < 200.0 (Memb:55, LCB: 14)..... O.K

Axial Resistance

N_Ed/Nt_Rd = 0.00/1388.05 = 0.000 < 1.000 O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 12.292/129.930 = 0.095 < 1.000 O.K

M_Edz/M_Rdz = 0.0000/25.8007 = 0.000 < 1.000 O.K

Combined Resistance

RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]

Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd

Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.095 < 1.000 O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 O.K

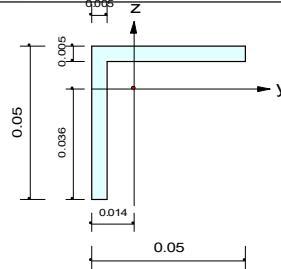
V_Edz/Vz_Rd = 0.054 < 1.000 O.K

Profilo L50x5

midas Gen

Steel Checking Result

| Company | Project Title |
|-----------------------------------|---|
| Author | File Name |
| Francesco | G:\...\Passerelle_rev2.mgb |
| 1. Design Information | |
| Design Code | : Eurocode3:05 |
| Unit System | : kN, m |
| Member No | : 99 |
| Material | : S355 (No:1) (Fy = 355000, Es = 210000000) |
| Section Name | : L50x5 (No:4) (Rolled : L50x5). |
| Member Length | : 2.12064 |
| | |
| 2. Member Forces | |
| Axial Force | Fxx = -22.245 (LCB: 14, POS:J) |
| Bending Moments | My = 0.00000, Mz = 0.00000 |
| End Moments | Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb) Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly) Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz) |
| Shear Forces | Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:J) Fzz = 0.00000 (LCB: 3, POS:J) |
| | |
| 3. Design Parameters | |
| Unbraced Lengths | Ly = 1.60000, Lz = 1.60000, Lb = 1.60000 |
| Effective Length Factors | Ky = 1.00, Kz = 1.00 |
| Equivalent Uniform Moment Factors | Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00 |
| | |
| 4. Checking Results | |
| Slenderness Ratio | |
| KL/r | = 162.6 < 200.0 (Memb:99, LCB: 14)..... O.K |
| Axial Resistance | |
| N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] | = 22.2451/32.0719 = 0.694 < 1.000 O.K |
| Bending Resistance | |
| M_Edy/M_Rdy | = 0.00000/1.13488 = 0.000 < 1.000 O.K |
| M_Edz/M_Rdz | = 0.00000/1.13488 = 0.000 < 1.000 O.K |
| Combined Resistance | |
| Rcom | = N_Ed/(Aeff*fy/Gamma_M0), Rbend = (M_Edy+N_Ed*eNy)/My_Rd + (M_Edz+N_Ed*eNz)/Mz_Rd |
| Rc_LT1 | = N_Ed/(Xiy*Aeff*fy/Gamma_M1) |
| Rb_LT1 | = kyy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kyz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1) |
| Rc_LT2 | = N_Ed/(Xiz*Aeff*fy/Gamma_M1) |
| Rb_LT2 | = kzy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kzz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1) |
| Rmax | = MAX[Rcom+Rbend, MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.704 < 1.000 O.K |
| Shear Resistance | |
| V_Edy/Vy_Rd | = 0.000 < 1.000 O.K |
| V_Edz/Vz_Rd | = 0.000 < 1.000 O.K |



Modeling, Integrated Design & Analysis Software

Le verifiche risultano soddisfatte.