

Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



FERROVIENORD

FNMGROUP



NORD_ING

FNMGROUP

CODICE
COMMESSA

Q 0 3

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.
207/10

b

PROGRESSIVO
ELABORATO

0 2 8

CATEGORIA
OPERA

F B

NUMERO
OPERA

- -

REVISIONE

R 1

SCALA

-

AMMODERNAMENTO E POTENZIAMENTO DEL
NODO DI BOVISA - COMUNE DI MILANO
Progetto definitivo

RELAZIONE TECNICA GENERALE
AMPLIAMENTO STAZIONE

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1	Apr. 2022	NUOVO LAYOUT FABBRICATO VIAGGIATORI		
	0	Ott. 2020	PRIMA EMISSIONE		

NORD_ING

FERROVIENORD

Progettista

NORD_ING
FNMGROUP

Collaborazione

NET ENGINEERING

Via Squero, 12 - 35042 Monselice (PD)

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
L.ANTIQUARIO	F.CAObianco	R.ZANON	04/22
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.
1191D06			

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. ANALISI STORICO-CRITICA DELL'EDIFICIO ESISTENTE.....	4
3.1. Esame della documentazione esistente.....	5
3.2. Rilievo materico e dei particolari costruttivi.....	10
3.3. Descrizione della struttura esistente	11
3.3.1. Piazzale Milano	11
3.3.2. Corpo centrale	11
3.3.3. Piazzale Saronno	12
4. DESCRIZIONE INTERVENTI DI ADEGUAMENTO	12
4.1. Piazzale Milano	12
4.2. Corpo centrale	13
4.3. Piazzale Saronno	15
5. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEL SITO	16
5.1.1. Resistenza del terreno	18
6. DESTINAZIONE D'USO E CARICHI AGENTI	19
6.1. Analisi dei carichi	19
6.1.1. Piazzale Milano	19
6.1.2. Corpo centrale	21
6.1.3. Piazzale saronno.....	23
6.2. Carico da neve.....	24
6.3. Carico da vento	25
6.4. Spinta del terreno	26
6.5. Classificazione e parametri azione sismica	29
7. MODELLO NUMERICO	30
7.1. Modellazione della struttura e dei vincoli	30
7.2. Schematizzazione delle azioni	31
7.3. Tipo di analisi.....	31
7.4. Individuazione del codice di calcolo	31

7.5. Gradi di affidabilità del codice	32
7.6. Motivazione della scelta del codice.....	32
7.7. Valutazione della correttezza del modello	32

1. INTRODUZIONE

Il presente documento del fa parte del complesso degli interventi necessari per l'ammodernamento ed il potenziamento del “**NODO DI BOVISA**”.

La presente relazione tecnica generale riguarda la realizzazione dell'ampliamento della stazione e la riqualifica dei piazzali.

Scopo del presente documento tecnico è quello di illustrare gli interventi necessari all'adeguamenti sismico delle strutture esistenti, dei criteri di calcolo e le verifiche che hanno condotto al dimensionamento strutturale delle opere.

La stazione Bovisa è collocata nella parte nord del comune di Milano affianco al polo universitario del politecnico di Milano.

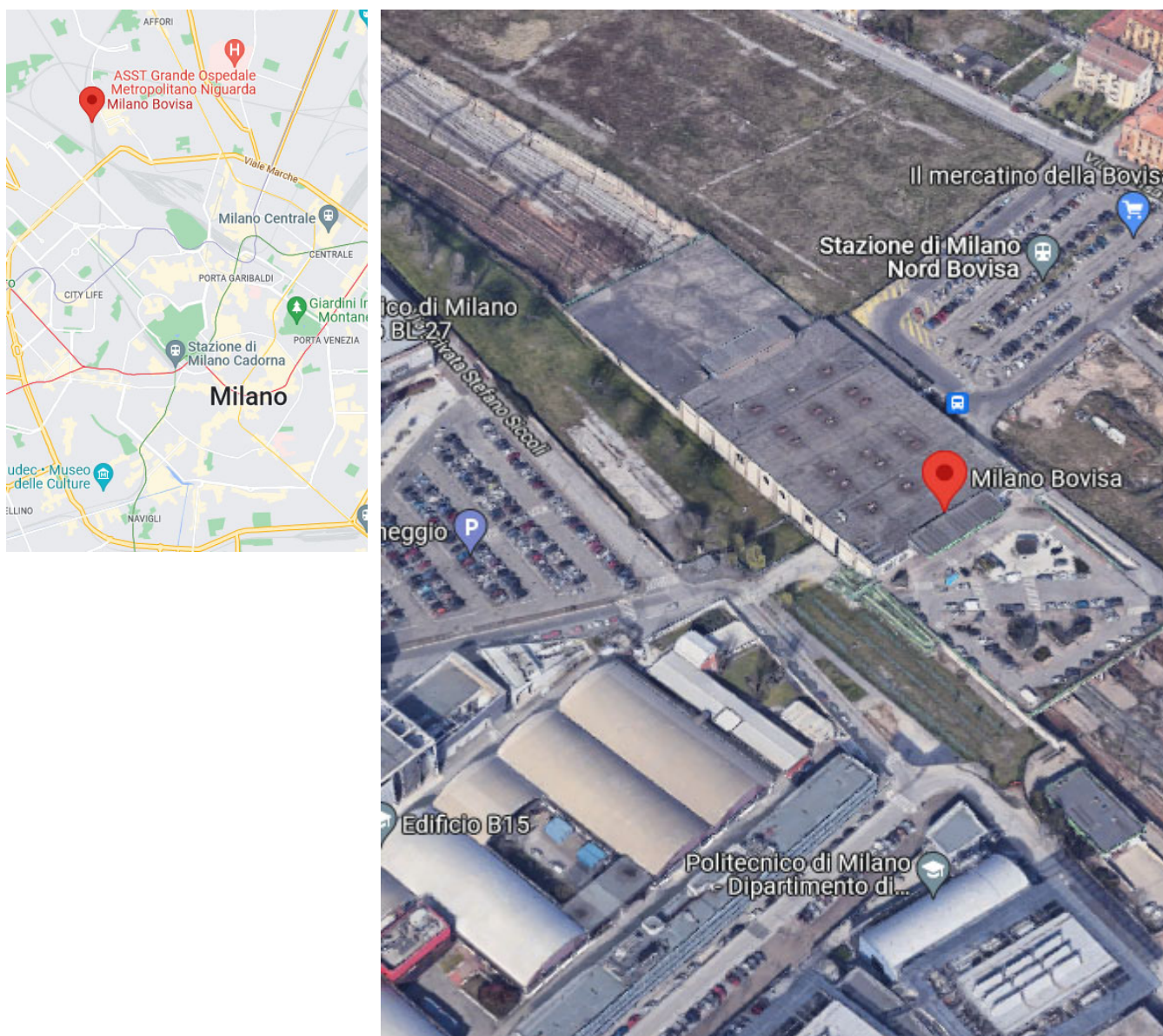


Figura 1 – Inquadramento stazione

La realizzazione dei nuovi binari –I, -II, -III e –IV comporta l’ampliamento verso Ovest del fabbricato di stazione, per una larghezza di circa 30m e per uno sviluppo sia a piano binari che a piano mezzanino pari a circa 220m. A piano binari sono previste due nuove banchine ad isola a servizio dei binari –I/-II e –III/-IV, mentre a piano mezzanino sono previsti nuovi corpi scala e ascensori di collegamento con le nuove banchine. Nel rispetto dello schema architettonico attuale, il settore centrale del piano mezzanino (coperto) viene adibito a fabbricato viaggiatori predisposto per l’insediamento di esercizi commerciali, mentre i due settori laterali del piano mezzanino (aperti) vengono adibiti a piazzali (lato Milano e lato Saronno, quest’ultimo con passaggio della linea tramviaria).

A livello strutturale si identificano tre diversi blocchi giuntati: Piazzale Milano, Corpo centrale, Piazzale Saronno

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche strutturali sono condotte in conformità con le disposizioni vigenti in Italia. Pertanto, si è fatto riferimento al D.M. 17 gennaio 2018, sono stati adottati i criteri di calcolo agli Stati limite e la classificazione sismica del territorio nazionale predisposta dall’INGV. In generale si farà riferimento alle prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- D.M. 17 gennaio 2018 – “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- EUROCODICE – UNI EN 1990 “Criteri Generali di progettazione strutturale”;
- EUROCODICE 1 – UNI EN 1991 “Azioni sulle strutture”;
- EUROCODICE 2 – UNI EN 1992 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- EUROCODICE 3 – UNI EN 1993 “Progettazione delle strutture di acciaio”;
- EUROCODICE 8 – UNI EN 1998 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.

3. ANALISI STORICO-CRITICA DELL’EDIFICIO ESISTENTE

Sviluppatasi come zona industriale periferica di Milano, con lo stabilimento Candiani, realizzato nel 1882 per la produzione di acido solforico, divenuto poi parte del gruppo chimico Montecatini, alla fine del XX secolo il quartiere subisce un declino dovuto allo smantellamento delle molte industrie che risiedevano nella zona.

Il conseguente degrado del quartiere è stato recentemente parzialmente arginato dall'insediamento del polo universitario del Politecnico di Milano che rappresenta oggi una delle attività più importanti di questa ex zona industriale.

Il polo universitario è diviso in due campus, quello est per la Facoltà del Design (ricavato nelle strutture della ex Ceretti e Tanfani) e quello ovest per Ingegneria.

Un carattere distintivo del quartiere e simbolo del passato industriale dell'area è la presenza delle strutture dei gasometri, ormai dismessi, quale esempio di archeologia industriale.

In tale contesto si colloca la stazione FERROVIENORD di Milano Bovisa, realizzata, nella sua configurazione attuale, nel corso degli anni '90 nell'ambito dei lavori di quadruplicamento della tratta ferroviaria Bovisa-Saronno.

Lo scalo venne completamente riprogettato fra la fine degli anni 1980 e gli inizi degli anni 1990 con la costruzione di un nuovo fabbricato viaggiatori e l'abbassamento del piano del ferro. La nuova struttura venne inaugurata il 15 ottobre 1991.

3.1. Esame della documentazione esistente

Della struttura progettata negli anni 90' è stato possibile recuperare molte tavole di progetto, e riassunti delle relazioni di calcolo, riportate nelle immagini seguenti.

Grazie ai documenti ritrovati è stato possibile risalire in maniera abbastanza accurata alla geometria e ai dettagli delle strutture esistenti dei piazzali. Per quanto riguarda le strutture del corpo centrale, invece, è stato possibile recuperare solamente disegni di carpenteria senza indicazioni sulle armature e non è stato possibile ottenere una relazione di calcolo sugli elementi verticali.

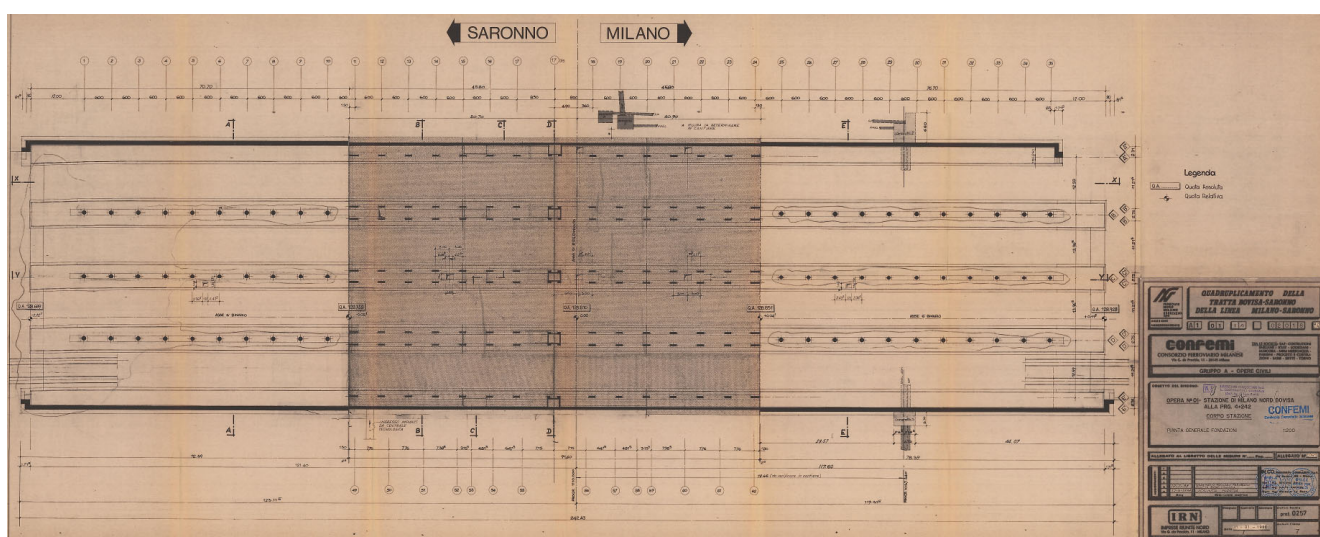
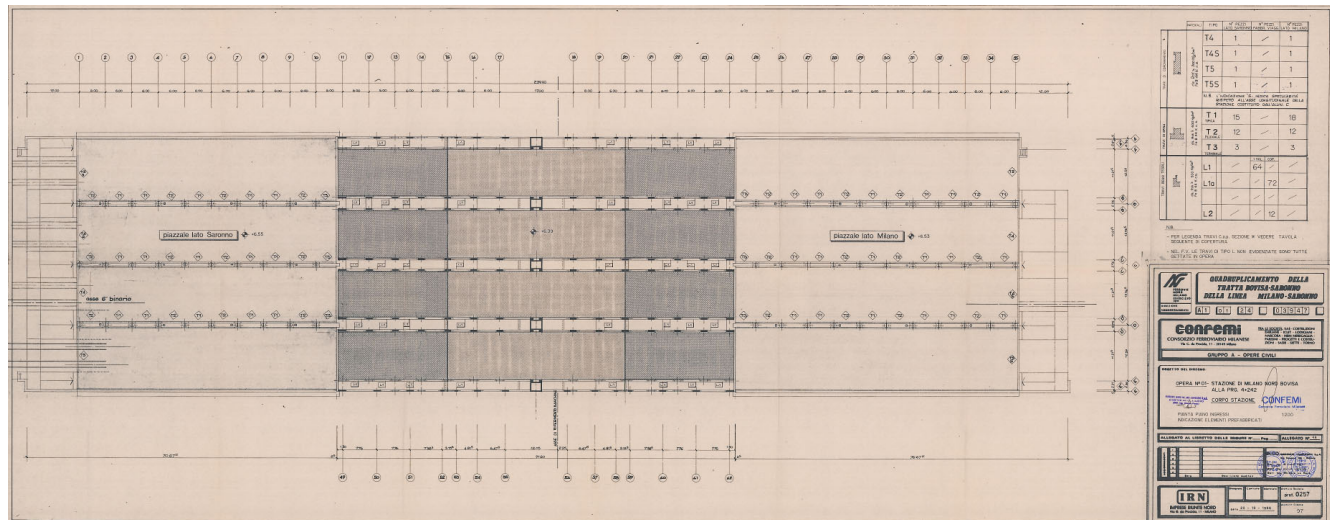


Figura 2 – Pianta piano banchine



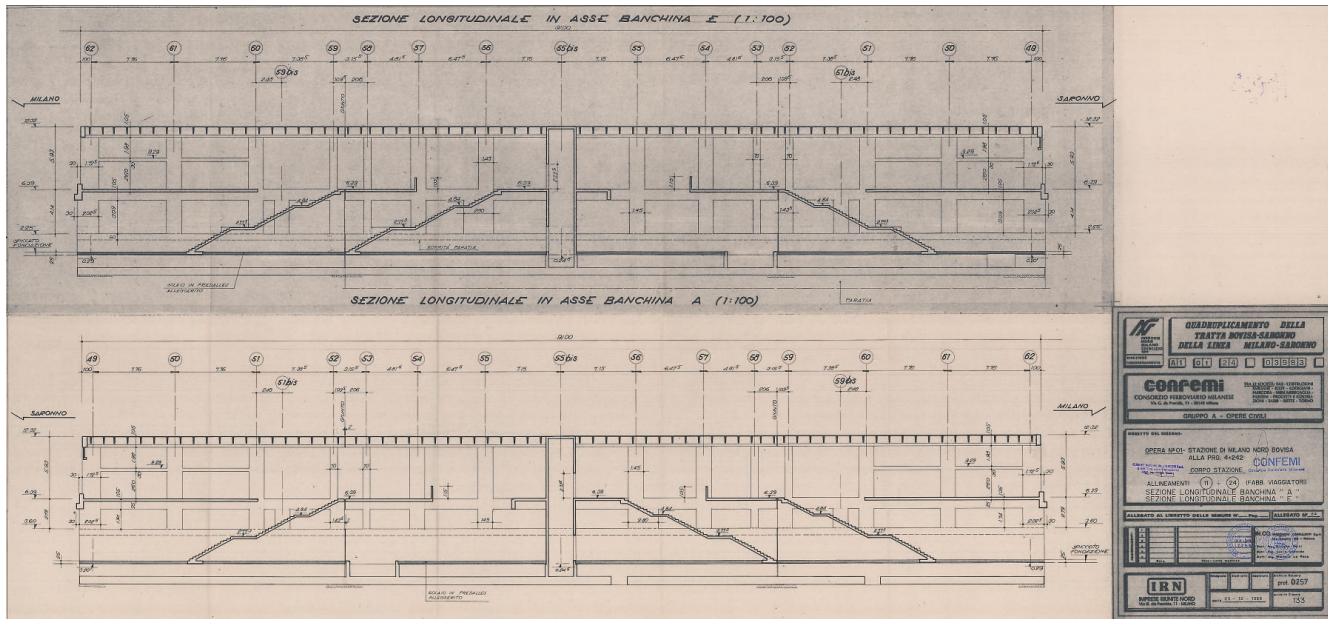


Figura 7 – Sezione longitudinale corpo centrale

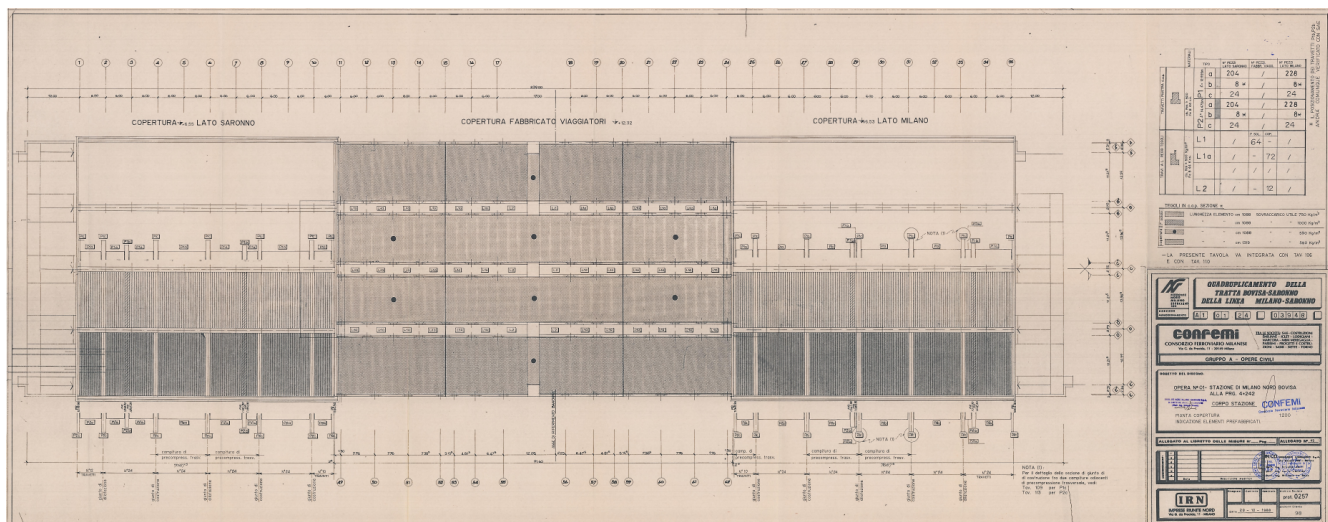
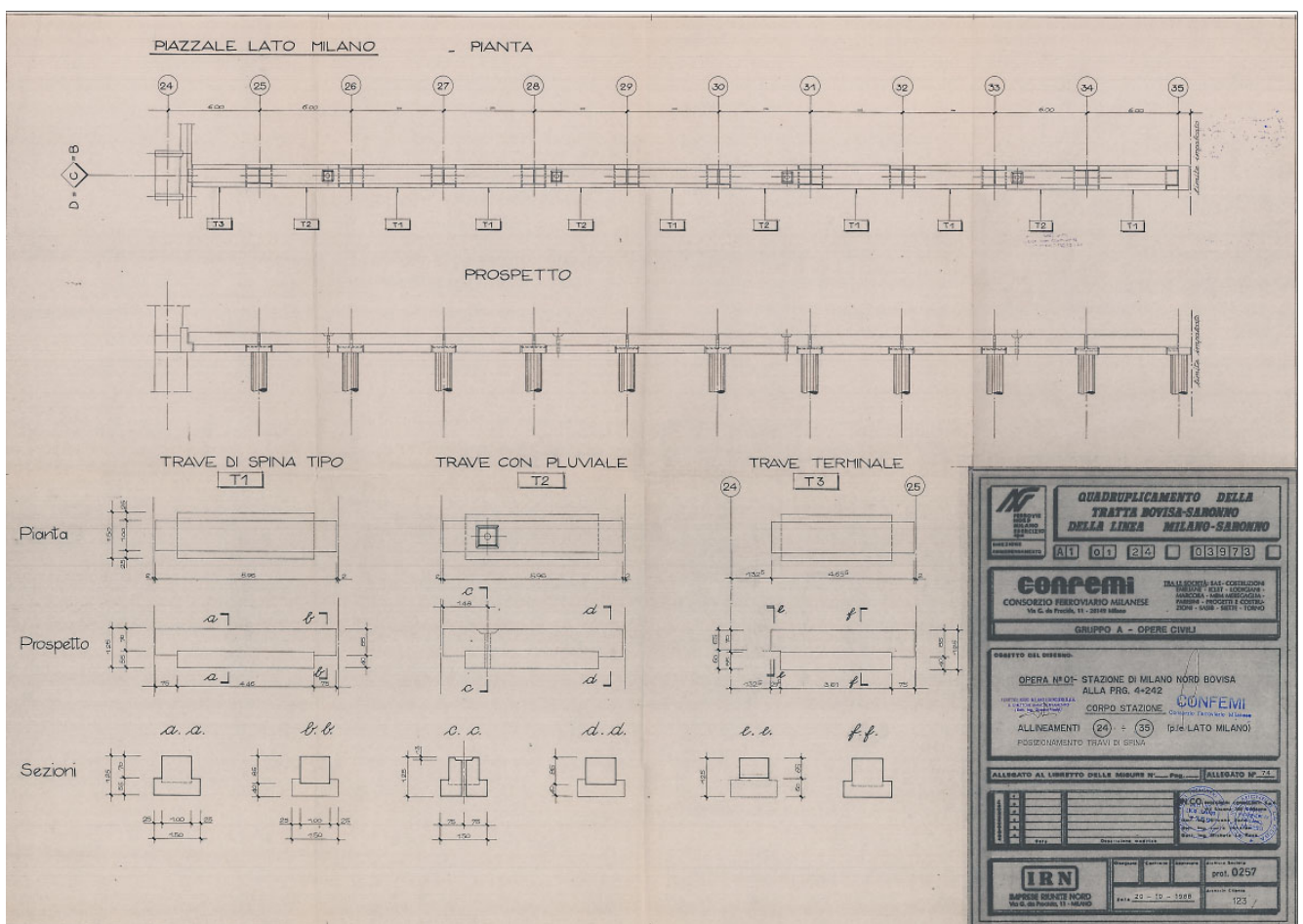
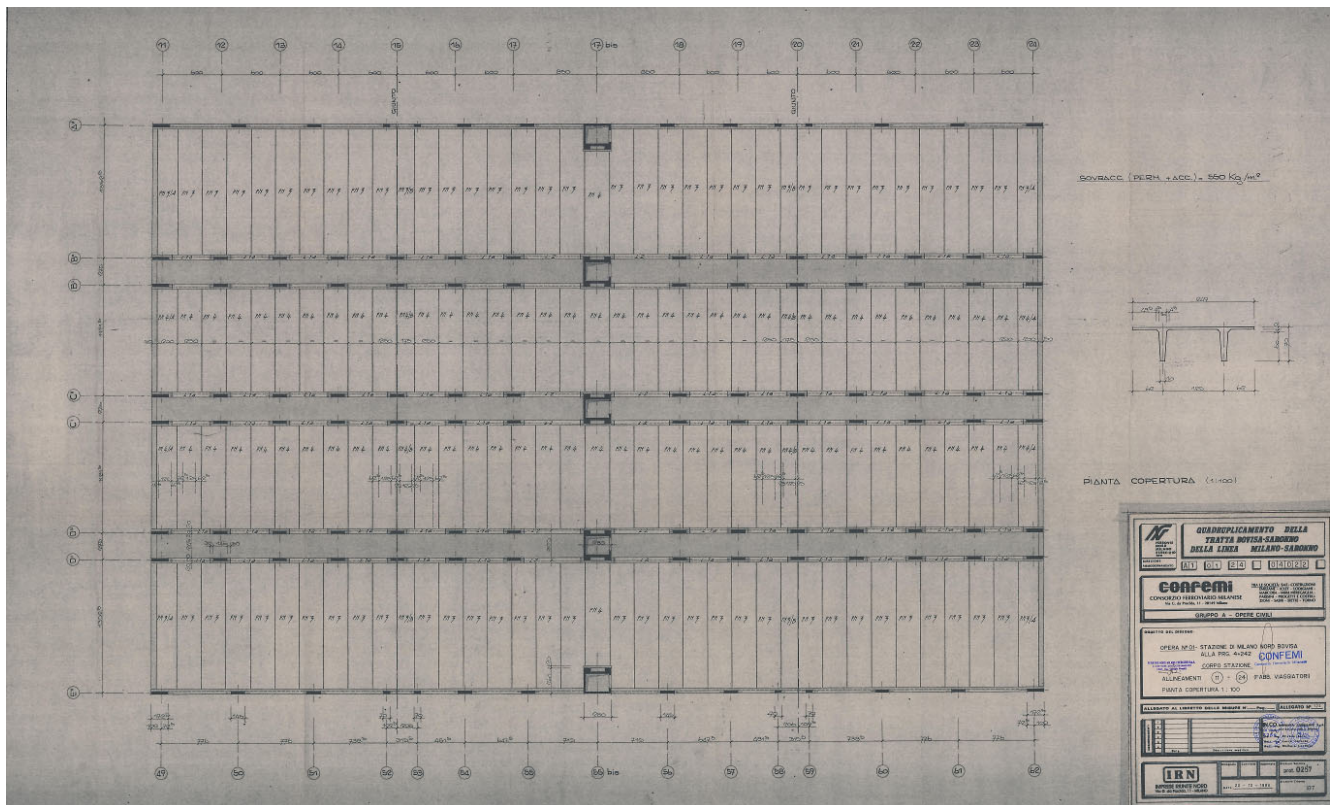


Figura 8 – Piano ingressi disposizione solai



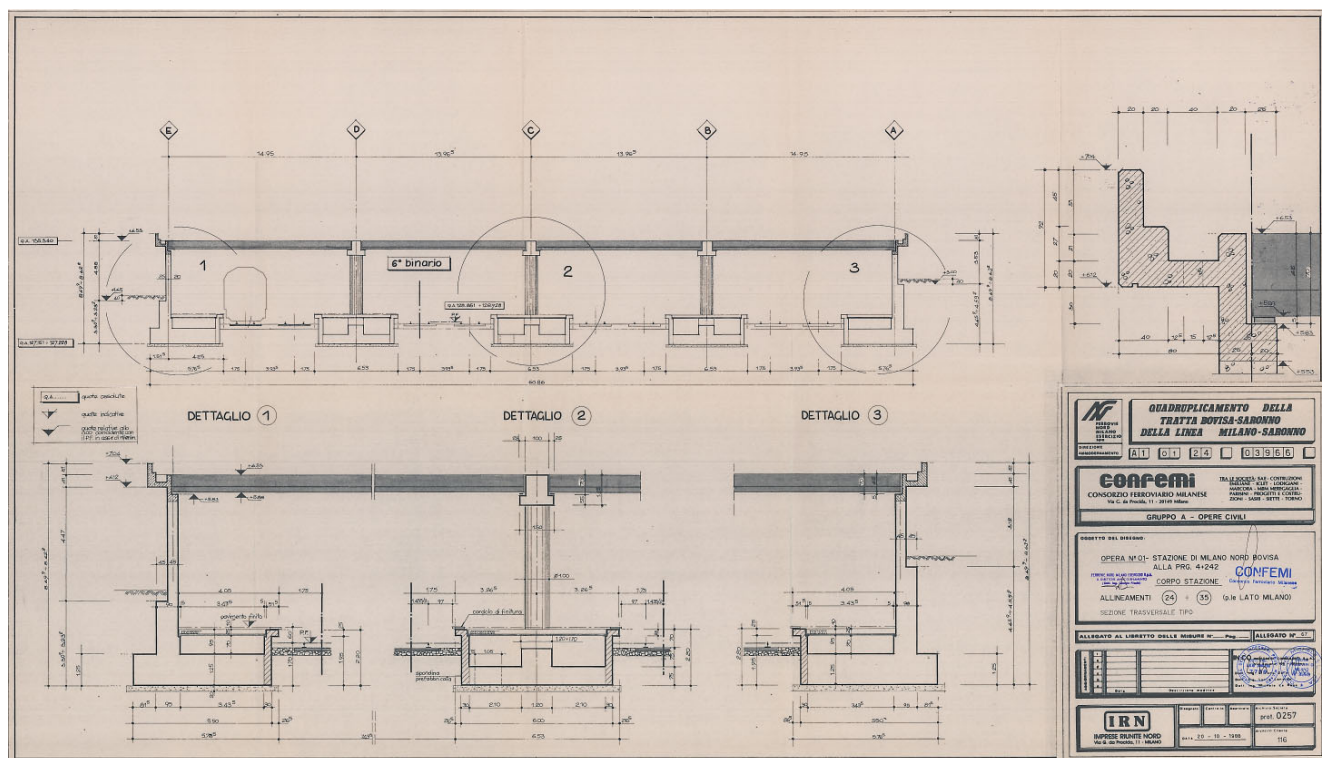


Figura 11 – Dettagli piazzali

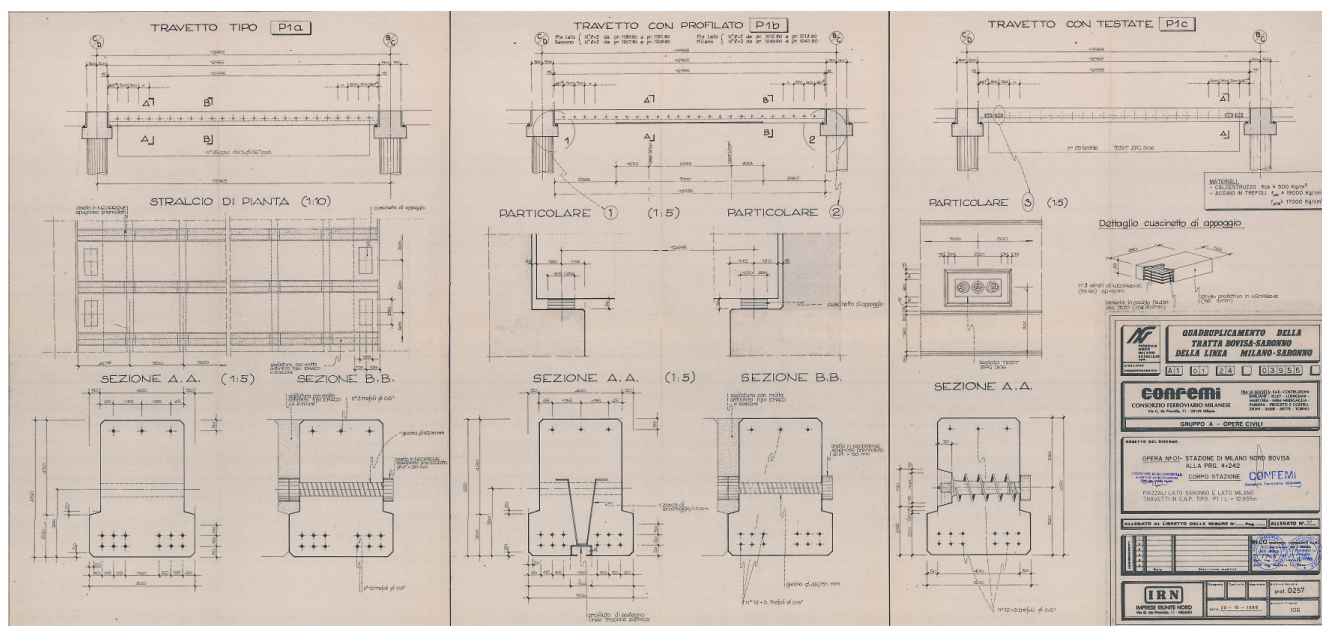


Figura 12 – Dettagli solaio piazzali

3.2. Rilievo materico e dei particolari costruttivi

Al momento della redazione del presente documento non sono ancora state svolte prove sui materiali e di rilievo dei dettagli costruttivi. Tuttavia, è prevista la realizzazione di una campagna indagine sui tre fabbricati composta indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove estese sui materiali.

3.3. Descrizione della struttura esistente

La documentazione tecnica ha consentito di individuare la struttura portante della costruzione e le caratteristiche salienti della stessa necessarie per comprenderne appieno il funzionamento strutturale.

La struttura esistente è composta da tre corpi strutturali:

- Piazzale Milano
- Corpo centrale
- Piazzale Saronno

I tre corpi di fabbrica individuati sono divisi tra loro da giunti strutturali di 2.5 cm.

Nel seguito verranno descritte le strutture componenti i tre fabbricati individuati.

3.3.1. Piazzale Milano

Il piazzale Milano è una struttura ad un piano seminterrato avente dimensioni in pianta circa 66x60 m e di altezza pari a circa 6.8 m; di seguito si riportano le principali caratteristiche delle strutture che compongono il Piazzale:

- Fondazioni a T rovescia gettate in opera;
- Pilastrini circolari $\Phi 100$ gettati in opera;
- Travi principali (dette “travi di spina”) con sezione T rovescia prefabbricate;
- Muri controterra gettati in opera;
- Solaio realizzato con travetti in c.a.p affiancati e post-tesi in direzione ortogonale all’orditura del solaio

La struttura si presenta con 11 pilastrate in direzione longitudinale ai binari ad interasse 6 m; in direzione ortogonale ai binari, i pilastrini circolari hanno interasse di circa 14 m.

3.3.2. Corpo centrale

Il corpo centrale presenta una struttura a pilastrini e travi con solaio prefabbricato a due piano. Ha dimensioni in pianta di circa 90x60m, il primo interpiano ha un’altezza di circa 6.8 m, mentre il secondo ha un’altezza di 6 m.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche delle strutture che compongono il corpo centrale:

- Fondazioni a doppia T rovescia gettate in opera;
- Pilastrini rettangolari di spessore 30 cm e lunghezza variabile;
- Travi principali con sezione L prefabbricate;
- Muri controterra gettati in opera;
- Solai realizzati con tegoli precompressi orditi in direzione trasversale ai binari;

L'interasse dei pilastri in direzione parallela ai binari è di 6 m mentre in direzione trasversale abbiamo un interasse variabile dato dal fatto che sono presenti due pilastri affiancati su ogni banchina.

3.3.3. Piazzale Saronno

Il piazzale lato Saronno presenta una struttura del tutto analoga a quella del piazzale lato Milano. L'unica differenza nelle due strutture sta nel numero di pilastrate in direzione trasversale che sono 10 sul piazzale Saronno anziché le 11 riscontrate sul piazzale Milano. Ciò fa sì che il piazzale Saronno abbia dimensioni in pianta di circa 60x60 m per un'altezza di interpiano di circa 6.8 m.

4. DESCRIZIONE INTERVENTI DI ADEGUAMENTO

L'obiettivo degli interventi di seguito descritti, eseguiti sui tre corpi di fabbrica descritti in precedenza, è quello di adeguare sismicamente le strutture per poter resistere ad un sisma di progetto previsto dalle normative vigenti.

Le strutture esistenti, progettate negli anni 90', non hanno concezione antisismica, per tanto, per poter far resistere gli elementi verticali alle azioni indotte dal sisma, è necessario controventare interamente la struttura nelle due direzioni principali. La finalità degli interventi descritti di seguito è proprio quella di realizzare dei nuovi elementi strutturali in grado di assorbire interamente l'azione sismica di progetto.

Dato che l'edificio in esame è adibito a stazione ferroviaria e deve essere garantito il continuo del servizio ferroviario, l'idea progettuale di adeguamento si è basata sul controventare le strutture esistenti con le strutture di nuova realizzazione dell'ampliamento e inserire alcuni elementi di controventamento all'interno dei fabbricati esistenti in posizioni strategiche per non intralciare il traffico tramviario.

Di seguito vengono indicati nello specifico gli interventi per ognuno dei fabbricati in oggetto.

4.1. Piazzale Milano

Di seguito si riporta la lista delle nuove costruzioni realizzate nella parte in ampliamento:

- Sulla banchina E viene realizzato un nuovo allineamento di pilastri rettangoli 30x150 cm con interasse 6 m;
- Sui pilastri appena descritti viene realizzata una trave ad L in opera di altezza 125 cm e anima di larghezza 30 cm. La ciabatta di appoggio del solaio esce dalla trave di 25 cm ed ha un'altezza di 55 cm;

- Sugli allineamenti F e G vengono realizzati pilastri circolari di diametro 150 cm ad interasse 6 m;
- Sugli allineamenti dei pilastri circolari vengono realizzate delle travi a T rovescia prefabbricate del tutto simili a quelle esistenti, quindi con un'altezza di 125 cm e un'anima di larghezza 100 con due ciabatte che escono di 25 cm per l'appoggio del solaio;
- Sull'ultima banchina ad ovest, ovvero sull'allineamento H, viene realizzato un muro controterra di spessore 50 cm;
- Il solaio nella parte di ampliamento viene realizzato con dei tegoli a doppio T precompressi di larghezza 250 cm e altezza 70 cm;

Di seguito invece vengono riportati gli interventi eseguiti sull'esistente:

- Viene completamente demolito il muro controterra lato ovest (banchina E);
- Sull'allineamento E, dove viene demolito il muro vengono realizzati nuovi pilastri di dimensione 45x150cm con interasse 6 m;
- Sempre sull'allineamento E in corrispondenza del muro demolito vengono realizzate delle travi 45x120h cm in opera per sostenere il solaio esistente;
- Il muro controterra lato est (banchina A), per tutta la sua lunghezza, viene rinforzato fino a raggiungere uno spessore di 100 cm su tutta l'altezza della parete;
- Sempre sul lato est vengono realizzate delle pareti di controventamento esterne ortogonali al muro controterra esistente. Le pareti vengono realizzate sotto le rampe di accesso al piazzale previste dal progetto. In particolare, vengono realizzate quattro pareti di spessore 30 cm e lunghezza 1200 cm circa e otto pareti di spessore 30 cm e lunghezza 230 cm.

La connessione tra la parte esistente e la parte in ampliamento viene realizzata mediante il getto di una soletta di irrigidimento del solaio di 10 cm di spessore che permette di creare un piano rigido al punto da trasmettere le sollecitazioni sismiche alle strutture di controventamento realizzate. Sui travetti dei solai esistenti la soletta viene collegata mediante connettori appositamente calcolati per poter trasmettere le sollecitazioni sismiche di progetto.

4.2. Corpo centrale

Di seguito si riporta la lista delle nuove costruzioni realizzate nella parte in ampliamento:

- Nella parte in ampliamento, sulla banchina E viene realizzato un nuovo allineamento di pilastri rettangoli di spessore 30 cm e lunghezza varia con vari interassi;

- Fra i pilastri appena descritti viene realizzata una trave ad L prefabbricata di altezza 105 cm, anima di larghezza 30 cm. La ciabatta di appoggio del solaio esce dalla trave di 25 cm ed ha un'altezza di 30 cm;
- Sugli allineamenti F e G vengono realizzati doppi pilastri rettangolari di dimensione 30x145 cm ad interasse 6 m;
- Sugli allineamenti appena citati vengono realizzate delle travi a L prefabbricate del tutto simili a quelle esistenti, quindi con un'altezza di 80 cm, anima di larghezza 30 cm. La ciabatta di appoggio del solaio esce dalla trave di 25 cm ed ha un'altezza di 30 cm;
- Il solaio tra i doppi pilastri viene realizzato con solette predalles di spessore 25 cm (5 cm di soletta inferiore, 15 cm di travetto e 5 cm di soletta superiore);
- Sull'ultima banchina ad ovest, ovvero sull'allineamento H, viene realizzato un muro controterra di spessore 50 cm;
- Il solaio nella parte di ampliamento viene realizzato con dei tegoli a doppio T precompressi di larghezza 250 cm e altezza 70 cm;

Di seguito invece vengono riportati gli interventi eseguiti sull'esistente:

- Viene completamente demolito il muro controterra lato ovest (banchina E);
- Sull'allineamento E, dove viene demolito il muro vengono realizzati nuovi pilastri rettangolari di spessore 30 cm e lunghezza varia con vari interassi;
- Il muro controterra lato est (banchina A), per tutta la sua lunghezza, viene rinforzato fino a raggiungere uno spessore di 110 cm su tutta l'altezza della parete;
- Sempre sul lato est vengono realizzate delle pareti di controventamento esterne ortogonali al muro controterra esistente fino all'altezza del solaio del piano ingressi. Le pareti vengono realizzate sotto le rampe di accesso al fabbricato previste dal progetto. In particolare, vengono realizzate sei pareti di spessore 50 cm e lunghezza 630 cm circa e sette pareti di spessore 50 cm e lunghezza 180 cm.
- Per poter controventare la copertura in direzione longitudinale ai binari vengono realizzati 20 controventi metallici con schema a "K". I controventi sono realizzati con profili HEB240 e si sviluppano dalle fondazioni fino alla copertura;
- Per poter controventare la copertura in direzione trasversale ai binari si è deciso di realizzare al solo piano ingressi delle reticolari metalliche. Si prevede di realizzare tre reticolari, una sul filo 11, una sul filo 24 e una tra i fili 17 e 18 in corrispondenza degli ascensori. Le reticolari metalliche sono composte da profili verticali realizzati con HEB340, corrente superiore e inferiore con due UPN400 affiancate e diagonali con tubolari 150x150x15;

- I pilastri sui quali insistono dei controventamenti metallici vengono rinforzati con un getto armato di spessore 5 cm su tutti i lati (dalle fondazioni fino alla copertura);
- Per l'apertura di lucernai sia al piano ingressi che in copertura si prevede di rimuovere i tegoli e di realizzare una struttura metallica per sostenere il nuovo solaio realizzato attorno ai fori. La struttura metallica è composta da travi principali IPE600 e secondarie HEB300 mentre il solaio è realizzato con una lamiera grecata di spessore 10/10

La connessione tra la parte esistente e la parte in ampliamento al piano ingressi viene realizzata mediante il getto di una soletta di irrigidimento del solaio di 10 cm di spessore sulla parte in ampliamento e 5 cm sulla parte esistente, per poter creare un piano rigido al punto da trasmettere le sollecitazioni sismiche alle strutture di controventante realizzate. Sui tegoli del solaio esistente del piano ingressi la soletta viene collegata mediante connettori appositamente calcolati per poter trasmettere le sollecitazioni sismiche di progetto.

Al piano copertura invece, viene realizzata solamente una soletta da 5 cm nella parte in ampliamento e la connessione viene realizzata con appositi connettori all'interfaccia tra i due solai

4.3. Piazzale Saronno

Di seguito si riporta la lista delle nuove costruzioni realizzate nella parte in ampliamento.

- Nella parte in ampliamento, sulla banchina E viene realizzato un nuovo allineamento di pilastri rettangoli 30x150 cm con interasse 6 m;
- Sui pilastri appena descritti viene realizzata una trave ad L in opera di altezza 125 cm, anima di larghezza 30 cm. La ciabatta di appoggio del solaio esce dalla trave di 25 cm ed ha un'altezza di 55 cm;
- Sugli allineamenti F e G vengono realizzati pilastri circolari di diametro 150 cm ad interasse 6 m;
- Sugli allineamenti dei pilastri circolari vengono realizzate delle travi a T rovescia prefabbricate del tutto simili a quelle esistenti, quindi con un'altezza di 125 cm e un'anima di larghezza 100 con due ciabatte che escono di 25 cm per l'appoggio del solaio;
- Sull'ultima banchina ad ovest, ovvero sull'allineamento H, viene realizzato un muro controterra di spessore 50 cm;
- Il solaio nella parte di ampliamento viene realizzato con dei tegoli a doppio T precompressi di larghezza 250 cm e altezza 70 cm. Nella parte in cui è previsto il passaggio del tram i tegoli hanno la stessa larghezza ed altezza ma vengono realizzati con anime più spesse per poter sopportare i carichi di progetto maggiori.

Di seguito invece vengono riportati gli interventi eseguiti sull'esistente:

- Viene completamente demolito il muro controterra lato ovest (banchina E);
- Sull'allineamento E, dove viene demolito il muro vengono realizzati nuovi pilastri di dimensione 45x150cm con interasse 6 m;
- Sempre sull'allineamento E in corrispondenza del muro demolito vengono realizzate delle travi 45x120h cm in opera per sostenere il solaio esistente;
- I pilastri circolari esistenti da 100 cm di diametro vengono rinforzati con 25 cm di calcestruzzo armato, andando così a creare pilastri da 150 cm di diametro. Questo rinforzo si è reso necessario a causa degli elevati carichi agenti sul piazzale Saronno dovuti al passaggio del tram e agli scarichi delle pensiline metalliche;
- Il solaio prefabbricato esistente dal filo 1 fino al filo 4 (zona tram) viene sostituito con nuovo solaio prefabbricato realizzato mediante tegoli di larghezza 250 cm e altezza 70 cm a causa dei elevati carichi esercitati dal passaggio del tram;
- Il muro controterra lato est (banchina A), per tutta la sua lunghezza, viene rinforzato fino a raggiungere uno spessore di 100 cm su tutta l'altezza della parete;
- Sempre sul lato est vengono realizzate delle pareti di controventamento esterne in direzione ortogonale al muro controterra esistente. Le pareti vengono realizzate sfruttando il fabbricato impiantistico previsto a progetto sul lato est del piazzale. In particolare, vengono realizzate otto pareti di spessore 40 cm e lunghezza 650 cm circa;

La connessione tra la parte esistente e la parte in alimento viene realizzata mediante il getto di una soletta di irrigidimento del solaio di 10 cm di spessore che permette di creare un piano rigido al punto da trasmettere le sollecitazioni sismiche alle strutture di controventante realizzate. Sui travetti dei solai esistenti la soletta viene collegata mediante connettori appositamente calcolati per poter trasmettere le sollecitazioni sismiche di progetto.

5. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEL SITO

La caratterizzazione del sottosuolo fa riferimento alla relazione geologica sviluppata da Tecnoin Geosolution per Ferrovie Nord nel luglio del 2020.

Nel sedime dove è prevista la realizzazione delle opere, è stata eseguita una indagine geognostica consistente in 4 posizioni (S1-S4) ognuna delle quali composta da un sondaggio a carotaggio continuo a profondità variabile tra 25 e 50 m e una prova penetrometrica dinamica DPSH a profondità di 16-17m da p.c. e due stendimenti MASW e sismica a rifrazione in P.



Figura 13 – Posizione sondaggi

Vista la posizione dei sondaggi indicata nell'immagine precedente, per l'opera in oggetto si farà riferimento al sondaggio S1. La stratigrafia del terreno utilizzata nelle analisi è la seguente.

Strato n.	(in m. da p.c.)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi	Modulo E (Mpa)
1	0,00÷-3,4 S1 (-6,0 S4)	terreno di riporto (laterizi, cemento, asfalto) in matrice sabbiosa e ghiaiosa	25 - 30	0	10 ÷30
2	-3,4 (-6)÷-12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3)	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa	35	0	30 ÷40
3	da - 12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3) a 34,4 e -36,0	Sabbia media o medio-grossa più o meno limosa inglobante ghiaia	30	0	40÷50
4	34,4÷36 a - 50 (fine sondaggi)	Sabbia fine debolmente limosa, a tratti con ghiaia - da 34,4 a 36,3 limo (S3)	33	0	50 ÷60

Figura 14 – stratigrafia

Dalle analisi MASW risulta una velocità di propagazione delle onde di circa 270 m/s, per tanto il terreno risulta essere di categoria C.

5.1.1. Resistenza del terreno

Data la stratigrafia riportata in precedenza, è stata calcolata la resistenza limite del terreno alla profondità di infissione delle fondazioni (pari a 5.3m dal piano di campagna).

La pressione limite è stata calcolata con la formula semplificata:

$$R_d = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + q \cdot N_q$$

Per il calcolo della pressione limite è stata considerata una fondazione di larghezza 540 cm, pari alla dimensione della ciabatta di fondazione delle travi di fondazione.

Si riporta nel seguito la pressione limite del terreno nelle varie combinazioni previste da normativa:

- $A1-M1-R1 = 58 \text{ daN/cm}^2$
- $A2-M2-R2 = 15.18 \text{ daN/cm}^2$
- $A1-M1-R3 = 25.29 \text{ daN/cm}^2$

6. DESTINAZIONE D'USO E CARICHI AGENTI

6.1. Analisi dei carichi

Si riportano di seguito le tabelle contenenti le analisi dei carichi associati agli elementi strutturali e non strutturali utilizzati per il dimensionamento delle strutture

6.1.1. Piazzale Milano

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi al piano banchine

LIVELLO BANCHINE NUOVE ED ESISTENTI				
<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso proprio fondazione	-	[KN/m2]	-	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Pavimento in gress sp=2cm	0.30	[KN/m2]	30	[daN/m2]
Massetto in cls alleggerito sp=12cm	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Soletta con rete sp=20cm	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Magrone sp=10cm	0.50	[KN/m2]	50	[daN/m2]
Materiale da cava sp=105cm	19.95	[KN/m2]	1995	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	26.95	[KN/m2]	2695	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria C5	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	31.95	[KN/m2]	3195	[daN/m2]

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi dei vari pacchetti al livello ingressi.

LIVELLO INGRESSI PARCHEGGIO LATO ESISTENTE				
<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con travetti + 10 cm	18.25	[KN/m2]	1825	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Manto d'usura sp=2cm	0.50	[KN/m2]	50	[daN/m2]
Binder sp=5cm	1.25	[KN/m2]	125	[daN/m2]
Massetto pendenze spm=14 cm	2.80	[KN/m2]	280	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	4.55	[KN/m2]	455	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria G1	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	27.80	[KN/m2]	2780	[daN/m2]

LIVELLO INGRESSI CAMMINAMENTI LATO ESISTENTE

<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con travetti + 10 cm	18.25	[KN/m2]	1825	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Pavimento in gress sp=2cm	0.30	[KN/m2]	30	[daN/m2]
Massetto in cls alleggerito sp=4cm	0.40	[KN/m2]	40	[daN/m2]
Massetto pendenze in cls alleggerito con rete spm=17.5 cm	1.75	[KN/m2]	175	[daN/m2]
Ghiaia sp=8cm	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	3.65	[KN/m2]	365	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria C2	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	26.90	[KN/m2]	2690	[daN/m2]

LIVELLO INGRESSI AIUOLE LATO ESISTENTE

<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con travetti + 10 cm	18.25	[KN/m2]	1825	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Terriccio sp=27cm	3.78	[KN/m2]	378	[daN/m2]
Ghiaia sp=8cm	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	4.98	[KN/m2]	498	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria Neve	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Totale	24.43	[KN/m2]	2443	[daN/m2]

LIVELLO INGRESSI PARCHEGGIO LATO NUOVO

<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con tegolo (con soletta 10 cm)	6.05	[KN/m2]	605	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Manto d'usura sp=2cm	0.50	[KN/m2]	50	[daN/m2]
Binder sp=5cm	1.25	[KN/m2]	125	[daN/m2]
Massetto pendenze spm=14 cm	2.80	[KN/m2]	280	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	4.55	[KN/m2]	455	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria G1	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	15.60	[KN/m2]	1560	[daN/m2]

LIVELLO INGRESSI CAMMINAMENTI LATO NUOVO

<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con tegolo (con soletta 10 cm)	6.05	[KN/m2]	605	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Pavimento in gress sp=2cm	0.30	[KN/m2]	30	[daN/m2]

Massetto in cls alleggerito sp=4cm	0.40	[KN/m2]	40	[daN/m2]
Massetto pendenze in cls alleggerito con rete spm=17.5 cm	1.75	[KN/m2]	175	[daN/m2]
Ghiaia sp=8cm	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	3.65	[KN/m2]	365	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria C2	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	14.70	[KN/m2]	1470	[daN/m2]

LIVELLO INGRESSI AIUOLE LATO NUOVO

<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con tegolo (con soletta 10 cm)	6.05	[KN/m2]	605	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Terriccio sp=27cm	3.78	[KN/m2]	378	[daN/m2]
Ghiaia sp=8cm	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	4.98	[KN/m2]	498	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria Neve	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Totale	12.23	[KN/m2]	1223	[daN/m2]

LIVELLO INGRESSI SOLAIO PREDALLES SU RAMPE

<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio predalles	4.00	[KN/m2]	400	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Manto d'usura sp=2cm	0.50	[KN/m2]	50	[daN/m2]
Binder sp=5cm	1.25	[KN/m2]	125	[daN/m2]
Massetto pendenze spm=14 cm	2.80	[KN/m2]	280	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	4.98	[KN/m2]	498	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria G1	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	13.55	[KN/m2]	1355	[daN/m2]

6.1.2. Corpo centrale

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi al piano banchine

LIVELLO BANCHINE NUOVE ED ESISTENTI

<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso proprio fondazione	-	[KN/m2]	-	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Pavimento in gress sp=2cm	0.30	[KN/m2]	30	[daN/m2]
Massetto in cls alleggerito sp=12cm	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Soletta con rete sp=20cm	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]

Magrone sp=10cm	0.50	[KN/m2]	50	[daN/m2]
Materiale da cava sp=105cm	19.95	[KN/m2]	1995	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	26.95	[KN/m2]	2695	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria C5	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	31.95	[KN/m2]	3195	[daN/m2]

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi dei vari pacchetti al livello ingressi.

LIVELLO INGRESSI PAVIMENTAZIONE INTERNA LATO NUOVO ED ESISTENTE				
<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con tegolo (con soletta 10 cm)	6.05	[KN/m2]	605	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
tramezze	0.80	[KN/m2]	80	[daN/m2]
Pavimento il lastre di granito sp = 2 cm	0.40	[KN/m2]	40	[daN/m2]
Letto di malta sp=3cm	0.30	[KN/m2]	30	[daN/m2]
Massetto in cls armato sp=5cm	1.25	[KN/m2]	125	[daN/m2]
Cappa in cls alleggerito sp=5cm	0.50	[KN/m2]	50	[daN/m2]
Igloo h=40cm	1.50	[KN/m2]	150	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	4.75	[KN/m2]	475	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria C2	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	15.80	[KN/m2]	1580	[daN/m2]

LIVELLO INGRESSI PAVIMENTAZIONE ESTERNA LATO NUOVO ED ESISTENTE				
<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con tegolo (con soletta 10 cm)	6.05	[KN/m2]	605	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Pavimento in gress sp=2cm	0.30	[KN/m2]	30	[daN/m2]
Massetto in cls alleggerito sp=4cm	0.40	[KN/m2]	40	[daN/m2]
Massetto in cls armato sp 5 cm	1.25	[KN/m2]	125	[daN/m2]
Igloo h=43cm	1.50	[KN/m2]	150	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	4.75	[KN/m2]	475	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria C2	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	15.80	[KN/m2]	1580	[daN/m2]

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi dei vari pacchetti al livello copertura.

LIVELLO COPERTURA LATO NUOVO ED ESISTENTE				
<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con tegolo (con soletta 5 cm)	4.80	[KN/m2]	480	[daN/m2]

G2-Carichi permanenti non strutturali

Ghiaia sp=7cm	1.05	[KN/m2]	105	[daN/m2]
Doppia guaina fibrorinforzata	0.05	[KN/m2]	5	[daN/m2]
Massetto pendenze alleggerito spm=10cm	1.00	[KN/m2]	100	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	2.10	[KN/m2]	210	[daN/m2]

Qk-Carichi variabili

Categoria Neve	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Totale	8.10	[KN/m2]	810	[daN/m2]

6.1.3. Piazzale saronno

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi al piano banchine

LIVELLO BANCHINE NUOVE ED ESISTENTI

G1-Carichi permanenti strutturali

Peso proprio fondazione	-	[KN/m2]	-	[daN/m2]
-------------------------	---	---------	---	----------

G2-Carichi permanenti non strutturali

Pavimento in gress sp=2cm	0.30	[KN/m2]	30	[daN/m2]
Massetto in cls alleggerito sp=12cm	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Soletta con rete sp=20cm	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Magrone sp=10cm	0.50	[KN/m2]	50	[daN/m2]
Materiale da cava sp=105cm	19.95	[KN/m2]	1995	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	26.95	[KN/m2]	2695	[daN/m2]

Qk-Carichi variabili

Categoria C5	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	31.95	[KN/m2]	3195	[daN/m2]

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi dei vari pacchetti al livello ingressi.

LIVELLO INGRESSI CAMMINAMENTI LATO ESISTENTE

G1-Carichi permanenti strutturali

Peso solaio con travetti + 10 cm	18.25	[KN/m2]	1825	[daN/m2]
----------------------------------	-------	---------	------	----------

G2-Carichi permanenti non strutturali

Pavimento in gress sp=2cm	0.30	[KN/m2]	30	[daN/m2]
Massetto in cls alleggerito sp=4cm	0.40	[KN/m2]	40	[daN/m2]
Massetto pendenze in cls alleggerito con rete spm=17.5 cm	1.75	[KN/m2]	175	[daN/m2]
Ghiaia sp=8cm	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	3.65	[KN/m2]	365	[daN/m2]

Qk-Carichi variabili

Categoria C2	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	26.90	[KN/m2]	2690	[daN/m2]

LIVELLO INGRESSI CAMMINAMENTI LATO NUOVO				
<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con tegolo (con soletta 10 cm)	6.05	[KN/m2]	605	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Pavimento in gress sp=2cm	0.30	[KN/m2]	30	[daN/m2]
Massetto in cls alleggerito sp=4cm	0.40	[KN/m2]	40	[daN/m2]
Massetto pendenze in cls alleggerito con rete spm=17.5 cm	1.75	[KN/m2]	175	[daN/m2]
Ghiaia sp=8cm	1.20	[KN/m2]	120	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	3.65	[KN/m2]	365	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Categoria C2	5.00	[KN/m2]	500	[daN/m2]
Totale	14.70	[KN/m2]	1470	[daN/m2]

LIVELLO INGRESSI CAMMINAMENTI LATO NUOVO				
<u>G1-Carichi permanenti strutturali</u>				
Peso solaio con tegolo (con soletta 10 cm)	7.60	[KN/m2]	760	[daN/m2]
<u>G2-Carichi permanenti non strutturali</u>				
Pacchetto Tram	15.00	[KN/m2]	1500	[daN/m2]
Gk-Totale permanenti	15.00	[KN/m2]	1500	[daN/m2]
<u>Qk-Carichi variabili</u>				
Tram	15.00	[KN/m2]	1500	[daN/m2]
Totale	37.60	[KN/m2]	3760	[daN/m2]

6.2. Carico da neve

Si riporta di seguito il calcolo del carico da neve indicato nell'analisi dei carichi.

Carico neve al suolo

Regione
Lombardia

Provincia
Milano

[Zona I Mediterranea](#)

Comune
Milano

Altitudine di riferimento [m] 133

Periodo di ritorno
50 anni

Carico neve al suolo q_{sk} [kN/m²]
1.5

Cop. ad una falda | Cop a due falde | Cop a più falde | Cop cilindrica

Carico neve sulla copertura [kN/m²]

μ_1 q_{sk}
1.2

0°

q_e

μ	μ_1
q_e [kN/m]	.576

Coeff. di esposizione 1.0

Coeff. termico 1.0

Casi particolari

☒ Crea relazione

kgf, cm

Figura 15 – Calcolo neve

CARICO NEVE lavoro : 686M01
Unità di misura : cm ; Kg/cmq ; Kg/cm

Zona 1
Altitudine [m]: 133
Periodo di Ritorno [anni]: 50

q_{sk} (carico neve al suolo) = .015296

COPERTURA AD UNA FALDA

alfa (inclinazione della falda [°]) = 0

μ	q_s	q_e
μ_1	.8	.012237 .587

Nelle zone in cui è previsto accumulo di neve si è considerato cautelativamente un carichi distribuito di 160 daN/m².

6.3. Carico da vento

Si riporta nel seguito il calcolo della pressione di riferimento del vento considerando un coefficiente aerodinamico c_p unitario.

calcolo azioni vento

Zona vento = 1

Velocità base della zona, $V_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_0 = 1000 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 122 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 25,00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b,0}$ per $A_s \leq A_0$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50 \text{ anni}$

$C_r = 1$ per $T_r = 50 \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500m di altitudine

($K_r = 0,22$; $Z_0 = 0,30 \text{ m}$; $Z_{\min} = 8 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,63$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 13,00 \text{ m}$

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 64 \text{ daN/mq}$

Per il calcolo del coefficiente aerodinamico corretto e la conseguente forza agente del vento sulle varie strutture, specialmente sulle pensiline metalliche, si rimanda il calcolo alle relazioni di calcolo specifiche.

6.4. Spinta del terreno

Sui muri controterra sono state calcolate le spinte del terreno in base alle caratteristiche geotecniche descritte in precedenza.

Nel seguito si riportano le spinte orizzontali esercitate dal terreno con il coefficiente di spinta statica calcolato secondo Rankine.

CONDIZIONI DRENATE	z	z _{par}	u	K _a	2 c' √K _a	γ z	tensioni verticali efficaci			tensioni orizzontali totali		
							σ' v,terra	σ' v,G2	σ' v,Qk	σ _h ,terra	σ _h ,G2	σ _h ,Qk
1° strato: limi-argille	0.00 m	0.00 m	0.0 kPa	0.406	0.0 kPa	0.0 kPa	0.0 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	0.0 kPa	0.8 kPa	2.0 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.406	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	26.2 kPa	0.8 kPa	2.0 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.406	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	26.2 kPa	0.8 kPa	2.0 kPa
2° strato: ghiaia-sabbie	3.39 m	0.00 m	0.0 kPa	0.271	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	17.5 kPa	0.5 kPa	1.4 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.271	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	27.3 kPa	0.5 kPa	1.4 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.271	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	27.3 kPa	0.5 kPa	1.4 kPa

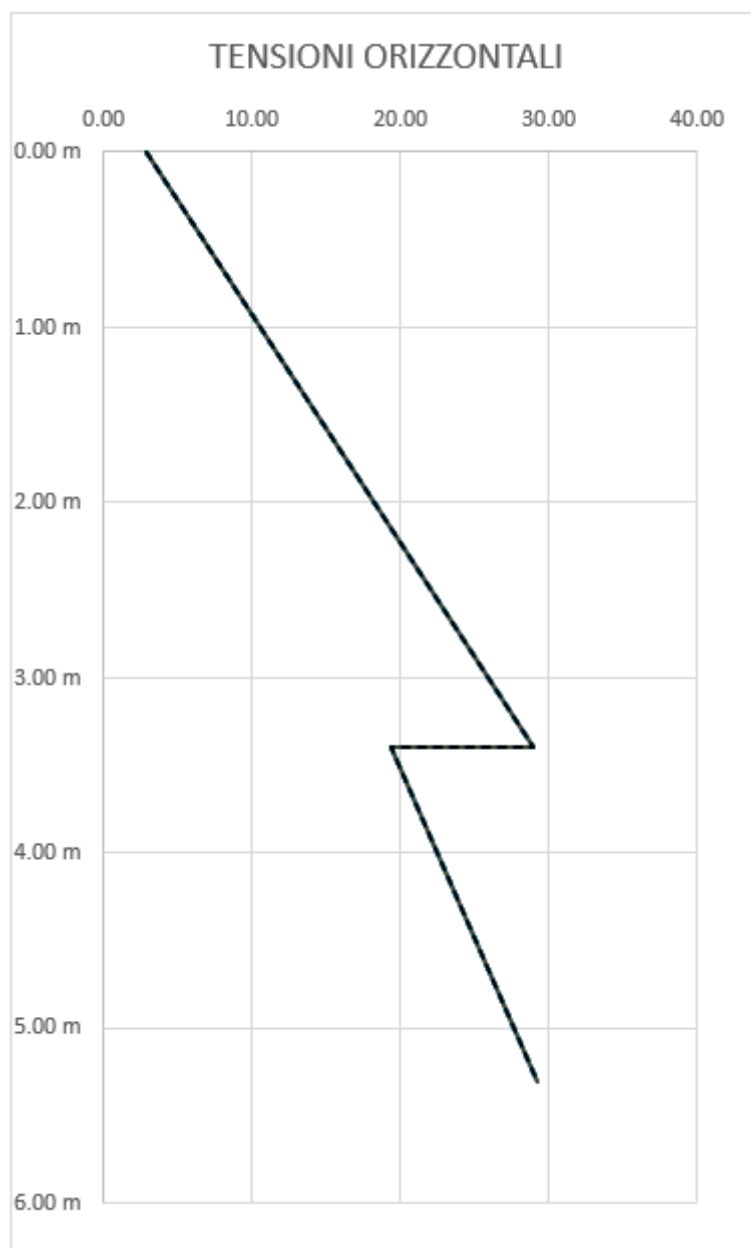


Figura 16 – Profilo di spinta Renkine

Nel seguito si riportano le spinte orizzontali esercitate dal terreno con il coefficiente di spinta sismica calcolato secondo la teoria di Mononobe Okabe (kv+).

CONDIZIONI DRENATE	z	z _{par}	u	Ka	2 c' √KA	γ z	tensioni verticali efficaci			tensioni orizzontali totali		
							σ' _{v,terra}	σ _{v,G2}	σ _{v,Qk}	σ _{h,terra}	σ _{h,G2}	σ _{h,Qk}
1° strato: limi-argille	0.00 m	0.00 m	0.0 kPa	0.474	0.0 kPa	0.0 kPa	0.0 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	0.0 kPa	0.9 kPa	2.4 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.474	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	32.1 kPa	0.9 kPa	2.4 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.474	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	32.1 kPa	0.9 kPa	2.4 kPa
2° strato: ghiaia-sabbie	3.39 m	0.00 m	0.0 kPa	0.326	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	22.1 kPa	0.7 kPa	1.6 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.326	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	34.5 kPa	0.7 kPa	1.6 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.326	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	34.5 kPa	0.7 kPa	1.6 kPa

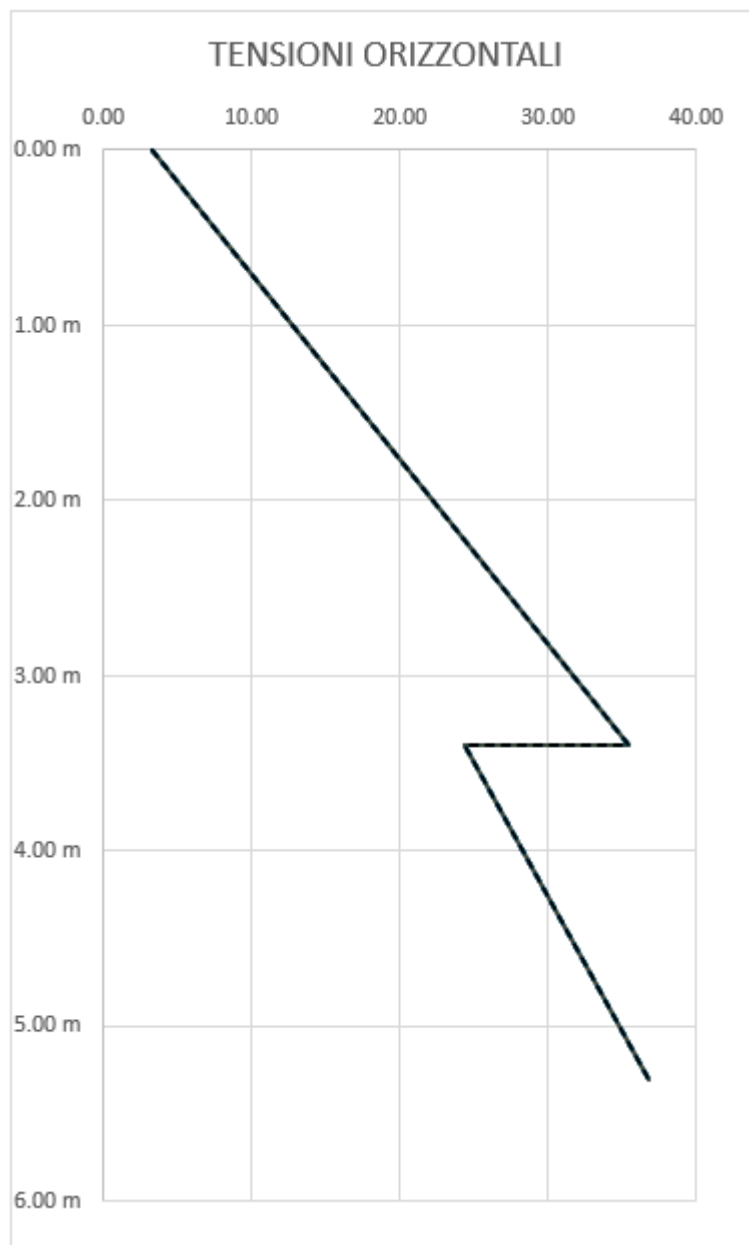


Figura 17 – Profilo di spinta Mononobe Okabe (kv+)

Nel seguito si riportano le spinte orizzontali esercitate dal terreno con il coefficiente di spinta sismica calcolato secondo la teoria di Mononobe Okabe (kv-).

CONDIZIONI DRENATE	z	Z _{par}	u	Ka	2 c' √KA	γ z	tensioni verticali efficaci			tensioni orizzontali totali		
							σ' _{v,terra}	σ _{v,G2}	σ _{v,Qk}	σ _{h,terra}	σ _{h,G2}	σ _{h,Qk}
1° strato: limi-argille	0.00 m	0.00 m	0.0 kPa	0.482	0.0 kPa	0.0 kPa	0.0 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	0.0 kPa	1.0 kPa	2.4 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.482	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	29.5 kPa	1.0 kPa	2.4 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.482	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	29.5 kPa	1.0 kPa	2.4 kPa
2° strato: ghiaia-sabbie	3.39 m	0.00 m	0.0 kPa	0.332	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	20.3 kPa	0.7 kPa	1.7 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.332	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	31.8 kPa	0.7 kPa	1.7 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.332	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	31.8 kPa	0.7 kPa	1.7 kPa

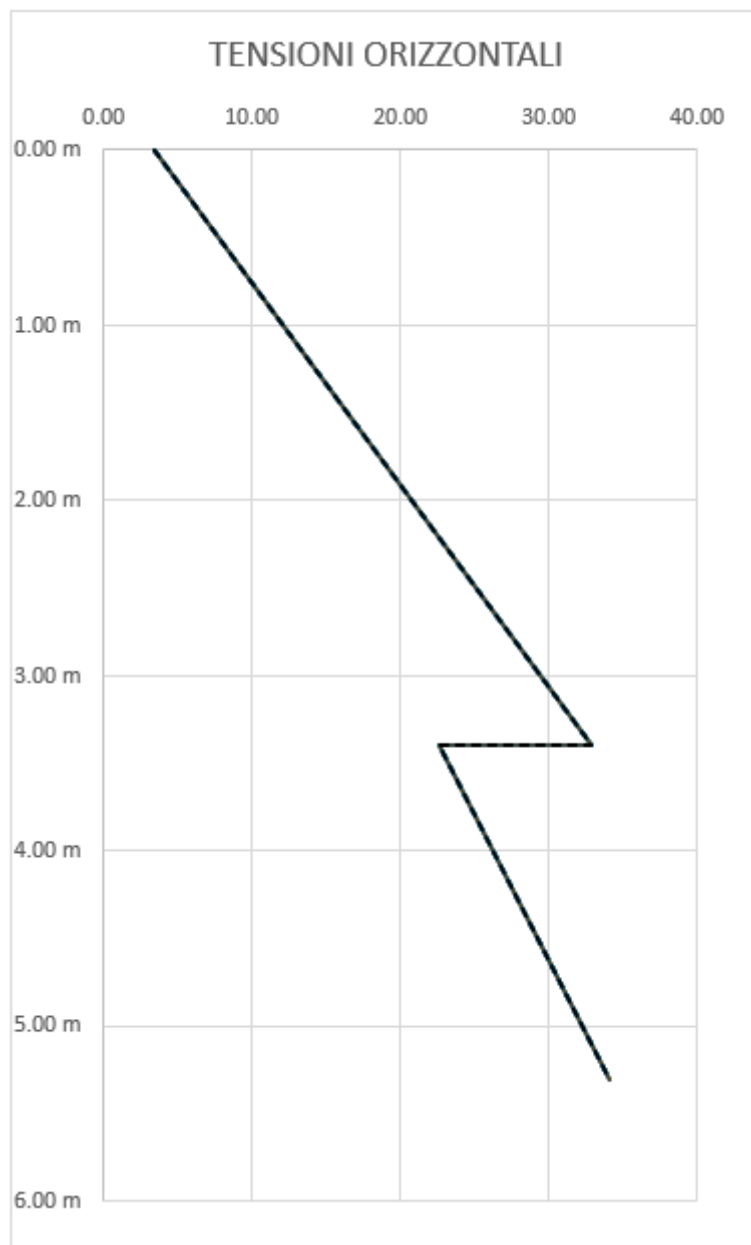


Figura 18 – Profilo di spinta Mononobe Okabe (kv-)

6.5. Classificazione e parametri azione sismica

Le tre unità strutturali prese in esame vengono progettate considerando i seguenti parametri dell'azione sismica:

- Classe d'uso = IV
- Vita nominale = 100 anni
- Periodo di riferimento = 200 anni
- Periodo di ritorno = 1898 anni
- Categoria sottosuolo = C

- Categoria topografica = T1

Le tre strutture sono state progettate come non dissipative, per tanto si sono utilizzati fattori di struttura compresi tra 1 e 1.5 che verranno esplicitati nelle relazioni di calcolo specifiche per ogni fabbricato.

Si riporta nel seguito lo spettro di progetto elastico agli SLV e allo SLO per il sito in esame.

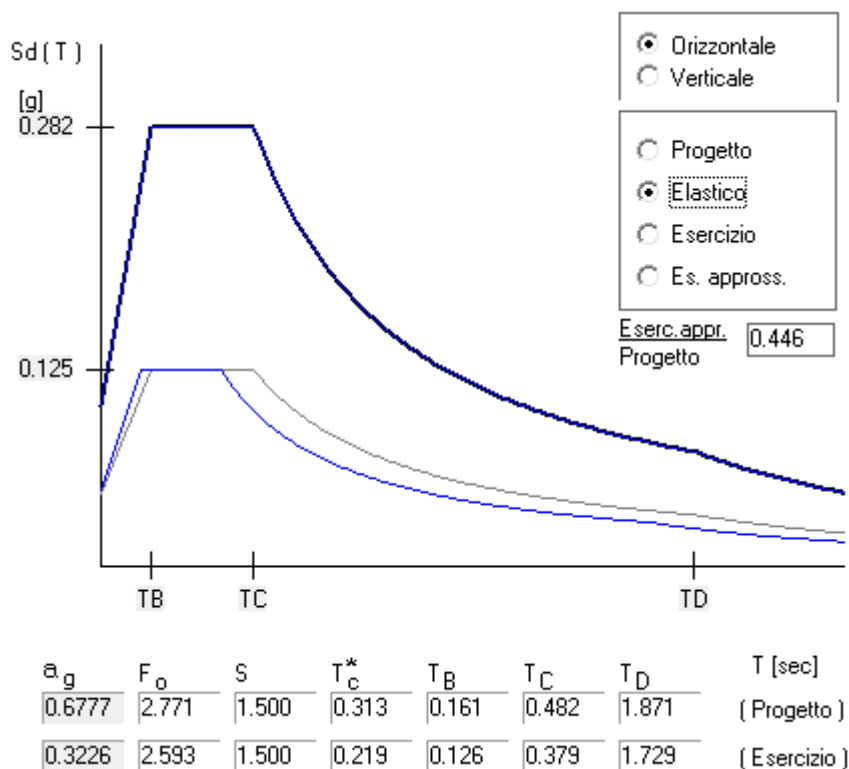


Figura 19 – Spettro elastico

7. MODELLO NUMERICO

7.1. Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari).

I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidità elastica, oppure come elementi poggianti su suolo elastico. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

I pilastri sono stati modellati come elementi asta, mentre i nuclei dei vani ascensori e le pareti con elementi shell; le solette di piano come elementi plate and shell. I pilastri sono stati considerati in continuità tranne che negli ultimi livelli, dove sono stati applicati svincoli in entrambe le direzioni

(questo è comunque a favore di sicurezza perché le solette di piano vengono calcolate in semplice appoggio).

7.2. Schematizzazione delle azioni

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- ✓ pesi propri strutturali
- ✓ carichi permanenti portati dalla struttura
- ✓ carichi variabili sui solai, neve
- ✓ forze di piano simulanti il sisma, ricavate tramite analisi dinamica modale

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nei calcoli sono specificate nella stampa dei dati di input.

Le azioni sono state modellate tramite opportuni carichi concentrati e distribuiti su nodi ed aste.

7.3. Tipo di analisi

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo è ad elementi finiti. Il calcolo sismico è stato effettuato tramite analisi dinamica modale con spettro di risposta. La verifica delle membrature viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

7.4. Individuazione del codice di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica degli elementi in cemento armato si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo: DOLMEN WIN (R), versione 21.0 del 2021 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezoidali, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

7.5. Gradi di affidabilità del codice

L' affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile, inoltre, ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

7.6. Motivazione della scelta del codice

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. È possibile, inoltre, scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

7.7. Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.