

COMMITTENTE



SOGGETTO TECNICO

DIREZIONE STAZIONI - INGEGNERIA E INVESTIMENTI

PROGETTAZIONE

MANDATARIA



CODING S.R.L.

MANDANTE



POLITECNICA SOC. COOP.



SWS ENGINEERING S.P.A.

HUB DI INTERSCAMBIO FERROVIARIO DI POMPEI

PROGETTO DEFINITIVO STRUTTURE

PENSILINE DI BANCHINA E RELATIVE FONDAZIONI

Relazione di calcolo

SCALA

-

PROGETTO	ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	TIPO DOC.	SCALA	NUM.	REV.
3 2 0 5	2 0	S 0 1	P D	P M P S	R C	S X	E 0 1 A	

Rev	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Data	Autorizzato Il progettista	Data
A	Emissione	I. Lardani	L. Nardoni	P. Luciani	dic. 2020	G. Coppa	dic. 2020

Controllo Qualità

QA & QC	Verificato	Approvato	Autorizzato
	M. Italiano	P. Bordon	R. Vangeli

Soggetto Tecnico	Data	Referente di Progetto	Data
F. Cerrone	dic. 2020	A. Martino	

POSIZIONE ARCHIVIO

LINEA

= = = =

SEDE TECNICA

NOME DOC.

NUMERAZIONE

Verificato e Trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

Progetto definitivo
Pensiline di Banchina e relative fondazioni
Relazione di calcolo
HUB DI INTERSCAMBIO FERROVIARIO DI
POMPEI

Rev.	Descrizione revisione	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato
0	Emissione per commenti	I. Lardani	L. Nardoni	P. Luciani	F. Coppa

INDICE

1	SCOPO DEL LAVORO	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
1.1	NORME E/O LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE RELATIVE ALL'ACCESSIBILITÀ	7
1.2	NORME E/O LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE	7
1.3	NORME NAZIONALI	9
1.4	MANUALI, SPECIFICHE, ISTRUZIONI, PRESCRIZIONI, ETC. DI RFI, ATTINENTI LE OPERE CIVILI DI RFI	10
1.4.1	<i>Opere civili</i>	10
1.4.2	<i>Impianti elettrici – Rete di terra e protezione dalle scariche atmosferiche</i>	13
1.4.3	<i>Impianti speciali – TVCC</i>	13
1.4.4	<i>Impianti speciali – IaP informazioni al pubblico</i>	13
1.4.5	<i>Impianti ascensori e scale mobili</i>	14
1.4.6	<i>Linea di Contatto</i>	14
1.5	TARIFFE DI RFI	14
3	DESCRIZIONE DEL PROGETTO	15
3.1	NUOVA FERMATA FERROVIARIA	15
3.1.1	<i>Scelte di progetto</i>	15
3.1.2	<i>I fabbricati storici della Fermata Pompei Scavi</i>	18
3.1.3	<i>Dotazioni funzionali</i>	21
3.1.4	<i>Pensiline</i>	21
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	23
5	MATERIALI	23
5.1	CALCESTRUZZO	23
5.1.1	<i>Plinto di fondazione</i>	23
5.1.2	<i>Micropali di fondazione</i>	24
5.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	25
5.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	25

5.4	BULLONI.....	25
6	ANALISI DEI CARICHI.....	26
6.1	PESI PROPRI G1-G2.....	26
6.2	CARICHI VARIABILI QK1.....	27
6.3	CARICO NEVE QK2.....	27
6.4	CARICO VENTO QK3.....	31
6.5	PRESSIONE AERODINAMICA SU SUPERFICI MULTIPLE A FIANCO DEL BINARIO QK4.....	35
6.6	VARIAZIONI TERMICHE	37
6.7	AZIONE SISMICA.....	37
7	COMBINAZIONI DI CARICO	42
8	MODELLAZIONE.....	43
9	ANALISI MODALE.....	45
10	ANALISI DELLE DEFORMAZIONI E VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI	46
10.1	TRAVI TRASVERSALI DI COPERTURA – SPOSTAMENTI VERTICALI	47
10.2	TRAVE LONGITUDINALE PRINCIPALE – SPOSTAMENTI VERTICALI.....	47
10.3	COLONNE – SPOSTAMENTI ORIZZONTALI.....	47
11	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI	48
12	VERIFICHE STRUTTURALI	50
12.1	SCATOLARE 100X50X4	51
12.2	SCATOLARE 180X126X7.1	53
12.3	SCATOLARE 300X500X12.....	54
12.4	COLONNA 2 HE 360 B.....	56
13	PIASTRA DI FONDAZIONE.....	58
13.1	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO SALDATO COLONNA-PIASTRA	59
13.2	VERIFICA DELLA SEZIONE DI CONTATTO PIASTRA-FONDAZIONE.....	60

13.3 VERIFICA DEI TIRAFONDI.....	61
13.3.1 Verifica della piastra di base.....	63
13.3.2 Verifica degli irrigidimenti.....	64
14 FONDAZIONI	65
14.1 VERIFICHE DEL MICROPALO.....	66
14.1.1 Verifica a compressione	67
14.1.2 Verifica a trazione.....	70
14.1.3 Verifica per forza orizzontale.....	73
15 CALCOLO DELLE INCIDENZE	75
16 PENSILINA PER LE BICI.....	76
16.1 ANALISI DEI CARICHI	78
16.1.1 Pesi propri G1-G2	78
16.1.2 Carichi variabili Qk1	79
16.1.3 Carico neve Qk2.....	79
16.1.4 Carico vento Qk3	83
16.1.5 Variazioni termiche	88
16.1.6 Azione sismica.....	88
16.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	89
16.3 MODELLAZIONE.....	90
16.4 ANALISI DELLE DEFORMAZIONI E VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI	91
16.5 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	91
16.6 VERIFICHE STRUTTURALI	93
16.7 NODO DI COLLEGAMENTO ALLA FONDAZIONE.....	96
16.7.1 Verifica dei tirafondi.....	96
16.7.2 Verifica delle saldature.....	97
16.8 PLINTO DI FONDAZIONE.....	99
16.9 INCIDENZA DEL PLINTO	103

1 SCOPO DEL LAVORO

Oggetto della presente relazione sono i calcoli e le verifiche strutturali delle Pensiline di banchina per il nuovo HUB di Pompei. Tale opera è eseguita nell'ambito dei lavori relativi di inserimento di una nuova Stazione RFI sulla linea Napoli-Salerno (via Nocera Inferiore), che dovrà costituire il principale collegamento ferroviario con il sito archeologico di Pompei. L'opera si integra con gli edifici storici dell'antica Stazione Pompei Scavi, il cui ex fabbricato viaggiatori costituisce l'accesso alla nuova fermata.

Gli interventi si inquadrano nel programma di miglioramento dei collegamenti tra le reti e sono funzionali al potenziamento dell'interscambio in ottica di riduzione dei tempi di viaggio complessivi.

Le priorità di intervento nell'ambito del programma riguardano la realizzazione di un hub di interscambio ferroviario fra la linea RFI Napoli - Salerno (storica) e la linea Circumvesuviana Napoli-Sorrento gestita da EAV, in posizione adiacente agli Scavi Archeologici di Pompei ed il miglioramento dell'accessibilità ai grandi attrattori turistici costituiti dagli Scavi stessi e dal Santuario Mariano presente nel comune vesuviano.

Tenuto conto dell'unicità dei siti archeologici nell'area di Pompei e dei bacini di domanda, l'intervento mirato al miglioramento dell'accessibilità al sito, con la realizzazione di una nuova fermata ferroviaria, unitamente a tutti gli investimenti inerziali previsti nel bacino vesuviano/costiero, crea le condizioni per la messa a sistema dei flussi.

In quest'ottica, la vicinanza fisica tra le due ferrovie si trasforma in opportunità di migliorare l'accessibilità ferroviaria al sito mediante un nuovo nodo di interscambio.

L'intervento consiste nella realizzazione di un nodo di interscambio tra la ferrovia RFI Napoli – Salerno (via Nocera Inferiore) e la linea Napoli – Sorrento gestita da EAV (Ex-Circumvesuviana) in corrispondenza del sito UNESCO di Pompei, in prossimità dell'uscita di Pompei Ovest dell'autostrada A3 Napoli-Salerno e facilmente accessibile anche dalla S.S. 18, costituendo un nodo strategico per l'accessibilità alla rete TPL per i comuni di Pompei, Torre Annunziata e Castellammare di Stabia.

L'idea del nodo intermodale di Pompei nasce nell'ambito del Sistema di Metropolitana Regionale (SMR), approvato con DGR 1282 del 5/04/2002 con l'obiettivo di integrazione e sviluppo della mobilità ferroviaria campana attraverso interventi di carattere infrastrutturale.

Nel 2015 RFI ha redatto un primo studio di fattibilità teso ad individuare i principali interventi da eseguire, con un importo complessivo delle opere da realizzare pari a 33 milioni di euro e tempi di realizzazione di 36 mesi.

In seguito, nell'ambito di incontri specifici coordinati dal Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo, presso la Regione Campania con le Amministrazioni locali, lo studio del nodo di interscambio è stato oggetto di approfondimenti in relazione alle esigenze manifestate dai diversi stakeholder.

Pertanto, alla luce dell'esigenza di favorire la connettività dell'HUB con il tessuto urbano circostante è stata sviluppata un'ipotesi progettuale a cura RFI in coerenza con i requisiti di seguito espressi e condivisi con gli stakeholder interessati (Comune di Pompei, Regione Campania - ACaMIR, Ente Autonomo Volturno EAV) nell'ambito dei tavoli tecnici sul tema:

- aumentare l'accessibilità agli scavi mediante il potenziamento infrastrutturale e la realizzazione di una nuova fermata RFI;
- miglioramento dell'accessibilità da/per l'area archeologica;
- intermodalità RFI/EAV.

La struttura è progettata coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

NB: L'elenco riportato ha valore indicativo. L'appaltatore è comunque tenuto all'osservanza di tutte le norme, nazionali ed internazionali, applicabile ed in vigore al momento della realizzazione.

1.1 Norme e/o linee guida per la progettazione e costruzione relative all'accessibilità

- Legge 9.1.1989, n° 13. Disposizioni per favorire il superamento e l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici privati.
- D.M. (LL.PP.) 14.6.1989, n° 236. Prescrizioni tecniche necessarie a garantire l'accessibilità, l'adattabilità e la visibilità degli edifici privati e di edilizia residenziale pubblica sovvenzionata e agevolata, ai fini del superamento e dell'eliminazione delle barriere architettoniche.
- Legge 5.2.1992, n° 104. Legge quadro per l'assistenza, l'integrazione sociale e i diritti delle persone handicappate.
- D.P.R. 24.7.1996, n° 503. Regolamento recante norme per l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici, spazi e servizi pubblici.

1.2 Norme e/o linee guida per la progettazione e costruzione

- UIC (Union Internationale Des Chemins de Fer), Fiche UIC – OR, Sagoma limite cinematica internazionale, Gabarit C1. (da adottare per la rete fondamentale europea, Piano Regolatore Europeo) Parigi, 1990.
- Linee guida - Sagome. Profili minimi degli ostacoli F.S., istruzione S.O.C.S./3870, Roma, 1990.
- Linee guida - Prescrizioni per la progettazione di marciapiedi alti nelle stazioni a servizio dei viaggiatori, istruzione R/ST.OC.412/4, ASA RETE, Roma, 1996.
- Linee guida - Sagome e profili minimi degli ostacoli. 23.07.90 – 003870.
- Linee guida - Pensiline; circolare 50 5.2 (1963).
- Linee guida - Gli ambienti per servizi alla clientela - ASA Passeggeri – 1998.
- Linee guida per la progettazione – Progettazione di piccole stazioni e fermate – dimensionamento e dotazione degli elementi funzionali” del 28/07/2014.

- Linee guida - Metodologia per la riqualificazione dei F.V. - Divisione infrastruttura – novembre 1999 – Direzione Movimento, Terminali Viaggiatori e Mercè, Sviluppo e Progettazione stazioni – marzo 2002 .
- Linee guida - Servizi igienici per il pubblico - Divisione infrastruttura - settembre 1999 – Direzione Movimento, Terminali Viaggiatori e Mercè – marzo 2002.
- UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 206-1-2016 - Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- REGOLAMENTO (UE) n° 1300/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta (STI PRM) – Unione Europea.
- REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea (Unione Europea 18.11.2014).
- REGOLAMENTO (UE) N. 1301/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea (Unione Europea 18.11.2014).
- Regolamento (UE) n° 1300/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta (STI PRM) – Unione Europea;

- REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea (Unione Europea 18.11.2014)
- REGOLAMENTO (UE) N. 1301/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea (Unione Europea 18.11.2014)

1.3 Norme nazionali

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' “Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale del 17/01/2018”.
- Legge 1086/71, Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato.
- Legge 64/74, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Legge 464/84, Norme per agevolare l'acquisizione da parte del Servizio geologico della Direzione generale delle miniere del Ministero dell'industria, del commercio e dell'artigianato di elementi di conoscenza relativi alla struttura geologica e geofisica del sottosuolo nazionale.
- Legge 46/90, Norme per la sicurezza degli impianti.
- Legge 109/94, La nuova legge quadro in materia di lavori pubblici - Legge 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modifiche ed integrazioni.
- Legge 415/98, Interpretazione del criterio applicativo dell'articolo 21, comma 1-bis della legge 18 novembre 1998, n. 415.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 11/03/88, Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Legge 10/91, Norme per l'attuazione del Piano energetico nazionale.
- D.P.R. 447 - 06/12/91, Regolamento di attuazione della legge 46/1990, in materia di sicurezza impianti.
- D.M. 20/02/92, Modello di dichiarazione di cui al regolamento di attuazione della legge 46/1990
- D.M. 22/04/92 Formazione degli elenchi dei soggetti abilitati in materia di sicurezza degli impianti.
- D.P.R. 412 - 26/08/93, Regolamento recante norme in attuazione dell'art. 4 della legge 10/1991.

- CIR 13/12/93, Indicazioni interpretative e di chiarimento all'art. 28 della legge 10/1991.
- D.M. 13/12/93 Modelli tipo per la relazione di cui all'art.28 della legge 10/1991.
- CIR 12/04/94 Indicazioni interpretative e di chiarimento all'art. 11 del DPR 412/93.
- D.P.R. 551 - 21/12/99 Regolamento recante modifiche al decreto del Presidente della Repubblica 26 agosto 1993, n. 412, in materia di progettazione, installazione, esercizio e manutenzione degli impianti termici degli edifici, ai fini del contenimento dei consumi di energia.
- D.P.R. 34 - 25/01/00 Regolamento recante istituzione del sistema di qualificazione per gli esecutori di lavori pubblici, ai sensi dell'articolo 8 della legge 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modificazioni.
- D.M. 145 - 19/04/00 Regolamento recante il Capitolato generale d'appalto dei lavori pubblici, ai sensi dell'articolo 3, comma 5, della legge 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modificazioni.
- D.M. 04/08/00 Modificazioni alla tabella relativa alle zone climatiche di appartenenza dei comuni italiani, allegata al regolamento per gli impianti termici degli edifici, emanato con decreto del Presidente della Repubblica 26 agosto 1993, n. 412.
- D.P.R. 380 - 06/06/01 Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- D.Lgs. 301 - 27/12/02 Modifiche ed integrazioni al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, recante testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia (Decreto Legislativo 27 dicembre 2002, n. 301 - GU n. 16 del 21-1-03).
- D.M. 16/02/2007 Classificazione di resistenza dei prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
- D.Lgs.42 del 22/01/2004 Codice dei beni culturali e del paesaggio.
- Decreto 11 ottobre 2017 - Criteri ambientali minimi per l'affidamento di servizi di progettazione e lavori per la nuova costruzione, ristrutturazione e manutenzione di edifici pubblici.

1.4 Manuali, Specifiche, Istruzioni, prescrizioni, etc. di RFI, attinenti le opere civili di RFI

1.4.1 Opere civili

- Manuale di progettazione delle opere civili – RFI DTC SI MA IFS 001 D, in particolare la sezione 5, prescrizione per i marciapiedi e le pensiline delle stazioni ferroviarie a servizio dei viaggiatori-RFI.DTC.SI.CS.MA.IFS.002.C.
- Procedura Operativa RFI DPR SIGS POTA 13 1 0 “Gestione dei Rifiuti” nella sua revisione corrente.

- Procedura Operativa Direzionale DPR P SE 10 1 1 del 30/11/2015 “Gestione materiali provenienti da tolto d’opera”.
- Procedura Operativa Direzionale RFI DCO PD INF 003 “Valorizzazione economica delle interruzioni della circolazione ferroviaria” emessa con Comunicazione Operativa n.231/AD del 03 ottobre 2006.
- Capitolato Generale tecnico di Appalto delle Opere Civili RFI DTC SI SP IFS 001 D.
- Manuale di Progettazione – Prescrizioni tecniche per la Progettazione Esecutiva – RFI DINIC MA OC 00 000 B del 20 settembre 2004.
- Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e altre opere minori sottobinario – RFI DTC INC PO SP IFS 001 del 27 dicembre 2011.
- Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcaferrovia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria RFI DTC INC PO SP IFS 002 del 27 dicembre 2011.
- Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari RFI DTC INC PO SP IFS 003 del 27 dicembre 2011.
- Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo RFI DTC INC PO SP IFS 004 del 28 dicembre 2011.
- Specifica per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia RFI DTC INC PO SP IFS 005 del 28 dicembre 2011.
- 2011/275/UE Specifica Tecnica di Interoperabilità sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale.
- Istruzione Tecnica n.44/M – DI TC/AR ST PO 002 A del 10 aprile 2000 – “Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalcaferrovia”.
- Istruzione Tecnica n.44/V – DI TC/AR ST PO 005 A del 01 marzo 2001 – “Cicli di verniciatura per la protezione dalla corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti”.
- Procedura RFI DMA PD IFS 002 B del 25 marzo 2009 “Gestione degli attraversamenti e parallelismi dell’infrastruttura ferroviaria con condotte, con cavalcavia o sottovia e con linee elettriche di Telecomunicazione”.
- Disposizioni Generali tecniche ed Amministrative (edizione 1957 – aggiornamento 1963) per l’esecuzione e gestione dei lavori di manutenzione dell’armamento approvate dal Ministro dei Trasporti con Decreto n. 5360 del 23 giugno 1965, limitatamente alle disposizioni tecniche ed all’art. 27 delle disposizioni amministrative.

- Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie RFI DTC INC CS SP IFS 001 del 29 novembre 2011.
- Linee guida per il collaudo statico delle opere di ingegneria civile dell'Infrastruttura Ferroviaria RFI DTC SICS PO LG IFS 001 del 27 dicembre 2013.
- Disciplinare degli elementi tecnico progettuali RFI DPR MA IFS 001 B del 1 dicembre 2016.
- Manuale DPR MA 007 1 0 del 8 agosto 2017.
- Manuale DPR MA 008 1 0 del 4 agosto 2017.
- Linea guida “Arredi di stazione – 1^ parte – indicazioni tecnico-funzionali per l'uniformità tipologica” – RFI DPR TES LG IFS 003 B del 23/12/2012.
- Sistema Segnaletico-Revisione 2013 – Istruzioni per la progettazione e la realizzazione della segnaletica a messaggio fisso nelle stazioni ferroviarie e successivi aggiornamenti - Direzione Produzione - DAMCG - Servizi per le stazioni - Progettazione Stazioni 18.12.2013.
- Linea Guida “Progettazione di piccole stazioni e fermate. Dimensionamento e dotazione degli elementi funzionali (aggiornamento)” RFI DPR DAMCG LG SVI 007 B del 28/07/2014.
- Linee guida “Accessibilità nelle stazioni – Elementi per la progettazione” – RFI DPR DAMCG LG SVI 009 B del 23/05/2016.
- Lettera RFI Direzione Produzione “Accessibilità stazioni – ascensori” del 13/07/2016 RFI DPR\A0011\P\2016\0004531.
- RFI DST MA IFS 001 “Abaco degli apparecchi illuminanti” – allegato al disciplinare degli elementi tecnico progettuali - Direzione Stazioni – Ingegneria e Investimenti – Standard Progettazioni (5.11.2019).
- Linea Guida “Illuminazione nelle stazioni e fermate” – RFI DPR DAMCG LG SVI 008 B del 24/07/2017.
- Manuale operativo – sistema segnaletico nelle stazioni ferroviarie – Cap. IV segnaletica a messaggio variabile - Direzione Produzione –19.02.2019 DPR MA 004 1 1.
- Manuale operativo per la realizzazione dei percorsi tattili per disabili visivi nelle stazioni ferroviarie” (RFI DPR DAMCG MA SVI 001 A) - aprile 2019.
- Percorsi tattili per disabili visivi nelle stazioni ferroviarie - Direzione Produzione - DAMCG - Servizi per le stazioni - Progettazione Stazioni - gennaio 2016.
- Documento di Sistema – III Livello – “Messa in servizio dei sottosistemi strutturali”: RFI DTC P SE 01 1 2 del 20/12/2017.
- Manuale “Manuale di progettazione per la riqualificazione delle stazioni di media importanza” (1^ Parte – RFI DPR TES MA IFS 001 A del 19/02/2013.

- Distanze minime degli ostacoli fissi – Prescrizione tecnica CIFI.
- Linee Guida per l’installazione di tornelli e la chiusura delle stazioni – RFI PRA LG IFS 002 A (aprile 2017).
- Security biglietterie e freccia club – linea guida e requisiti tecnico funzionali per la realizzazione di un sistema integrato di security nelle biglietterie della DPR, della DPLH e del freccia club (Trenitalia).
- Linee Guida “indicazioni tecnico-funzionali per la progettazione della Sala Blu” RFI.DAMCG.LG SVI 001 C.

1.4.2 Impianti elettrici – Rete di terra e protezione dalle scariche atmosferiche

- CEI EN 50122-1 “Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane – Impianti fissi – Sicurezza elettrica, messa a terra e circuito di ritorno Parte 1: Provvedimenti di protezione contro lo Shock elettrico” (2012).
- CEI EN 50122-2 “Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane – Impianti fissi – Sicurezza elettrica, messa a terra e circuito di ritorno Parte 2: Provvedimenti contro gli effetti delle correnti vaganti causate da sistemi di trazione a corrente continua” (2012)
- RFI DTC ST E SP IFS ES 728 B “Sicurezza elettrica e protezione contro le sovratensioni per gli impianti elettrici ferroviari in bassa tensione” (2020).
- RFI DTC ST E SP IFS TE 101 A “Istruzioni per la realizzazione del circuito di terra e di protezione delle linee a 3 kVcc”. (2018).
- RFI DPRIM STF IFS TE 111 “Limitatore di tensione statico per gli impianti di terra e di ritorno TE per il sistema di trazione elettrica a 3 kVcc” (2013).
- RFI DMA IM TE SP IFS 001 B “Limitatore di tensione per circuiti di terra di protezione TE per linee a 3 kVcc” (2008).

1.4.3 Impianti speciali – TVCC

- RFI DPA SP 001 0 “RFI SPECIFICHE TECNICHE PER IMPIANTI DI SECURITY” (2019)

1.4.4 Impianti speciali – IaP informazioni al pubblico

- RFI DPR LG SE 02 1 0 “Linee guida per l’attrezzaggio degli impianti IaP nelle stazioni e fermate aperte al servizio viaggiatori” (2016).
- RFI DPR MA 004 1 1 “Sistema segnaletico nelle stazioni ferroviarie cap IV – Segnaletica a messaggio variabile (2019).

- RFI TEC LG IFS 002 A “Linee guida per la realizzazione degli impianti per i sistemi di informazione al pubblico” (2012).

1.4.5 Impianti ascensori e scale mobili

- Impianti traslo elevatori in servizi pubblico DPR MA 007 1 0 (31/07/2017).
- Telegestione degli impianti civili di stazione con piattaforma SEM DPR MA 008 1 1 (20/03/2019).

1.4.6 Linea di Contatto

- Capitolato Tecnico T.E. per la costruzione delle linee aeree di contatto e di alimentazione a 3 kVcc - Ed. 2014 - RFI DTC STS ENE SP IFS TE 210 A.
- Specifica Tecnica - Istruzioni per la realizzazione del circuito di terra e di protezione delle linee a 3 kVcc - Ed. 2018 - RFI DTC ST E SP IFS TE 101 A.
- Disegno E64964b - Ed. 2017 - Sagome di riferimento per il pantografo da 1600 mm.
- Torri faro a corona mobile con altezza 18 m e 25 m - Ed. 2018 - RFI DTC ST E SP IFS LF 600 A.

1.5 Tariffe di RFI

- Elenco Tariffe di RFI anno 2020.
- Tariffa Elenco Nuovi Prezzi (Descrizione voci di prezzo non previste nelle tariffe RFI).

3 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto è finalizzato a realizzare un nodo di interscambio tra la linea Napoli – Salerno convenzionale e la linea Napoli – Sorrento gestita da EAV mediante i seguenti interventi di tipo infrastrutturale:

- Inserimento nuova fermata in linea di RFI, costituita da due marciapiedi laterali, di lunghezza pari a 250 m, e da un Fabbricato Viaggiatori a “ponte” con funzione di collegamento tra i due marciapiedi ferroviari, che ricomprende a piano campagna il riutilizzo dei fabbricati della ex fermata Pompei Scavi, costruiti prima del 1840.
- Percorso pedonale di interscambio tra la nuova fermata RFI e la fermata esistente EAV Villa dei Misteri attraverso una passerella pedonale che, partendo dalla quota della piastra della fermata RFI, condurrà, scendendo con una pendenza del 7%, al livello dell’asse pedonale dell’ex fermata borbonica - recuperato e ripavimentato - per raccordarsi infine con l’area pedonale dove si innesta via di Villa dei Misteri, da cui si accede alla fermata dell’EAV, e dove si apre l’ingresso di Piazza Esedra al sito archeologico degli scavi di Pompei.

Il percorso pedonale fino a via Plinio è inserito all’interno di un nuovo Parco Urbano, compreso tra il cavalcaferrovia di via Masseria Curato e la passerella pedonale.

- Nuovo parcheggio auto lato binario pari della nuova fermata RFI, accessibile dalla viabilità pubblica e collegato alla fermata.
- Nuova viabilità di accesso alla fermata e riorganizzazione della viabilità locale dell’area di intervento, con la pedonalizzazione di un tratto di via Plinio, dall’incrocio con viale Mazzini fino a quello con via Masseria Curato, e la realizzazione di un nuovo cavalcaferrovia di collegamento tra via Stabiana e via Mazzini.

3.1 NUOVA FERMATA FERROVIARIA

3.1.1 Scelte di progetto

La nuova Fermata RFI si colloca in prossimità dell’ingresso al sito archeologico di Pompei di piazza Esedra. La posizione è data dagli edifici storici dell’antica Fermata Pompei Scavi, in disuso dal 1960, di costruzione borbonica (1840). Tali edifici, l’ex Fabbricato Viaggiatori e l’ex fabbricato servizi igienici, saranno recuperati e formeranno parte della Fermata.

In particolare l'ex Fabbricato Viaggiatori costituirà l'atrio del nuovo Hub, dal quale, attraverso una scala e un ascensore si potrà accedere al piano superiore, dove una piastra sopraelevata sui binari costituirà il collegamento tra i due marciapiedi ferroviari.

La piastra, posizionata a quota +8.98, è la struttura dell'elemento a pianta rettangolare di 20x30 m, con dimensione maggiore in direzione trasversale ai binari. Quest'ultimo è caratterizzato da un giardino pensile circondato da un colonnato che sorregge le quattro falde spioventi verso l'interno, una sorta di peristilio contemporaneo ispirato all'architettura della domus pompeiana.

All'interno della struttura sarà possibile ospitare info point, desk informativi e teche espositive che orientino i visitatori e li introducano alla visita degli scavi e della città di Pompei.

Il sovrappasso, realizzato in acciaio per minimizzare l'impatto sull'esercizio in fase costruttiva, è pensato come una struttura aperta sul paesaggio, chiuso solo parzialmente da pareti e parapetti vetrati, per assolvere anche alla funzione di punto panoramico di visuale sugli scavi.

Il collegamento con gli Scavi e con la vicina Fermata EAV di villa dei Misteri (385 m) sarà garantito da una rampa che dalla piastra scende lungo il Parco Urbano verso l'area pedonale di via Plinio e da lì verso via Villa dei Misteri, resa pedonale e ripavimentata nel tratto compreso tra via Plinio e la fermata EAV.

A sud del nuovo Hub sarà realizzato un parcheggio d'interscambio con 146 posti auto, inclusi 3 stalli per disabili, con accesso pedonale diretto alle banchine e ingresso carrabile su via Masseria Curato.

Lungo il primo marciapiede della fermata, si dispone un'area pedonale con parco lineare che costeggia la banchina per tutto il suo sviluppo.



Figura 1: Sezione della piastra di collegamento

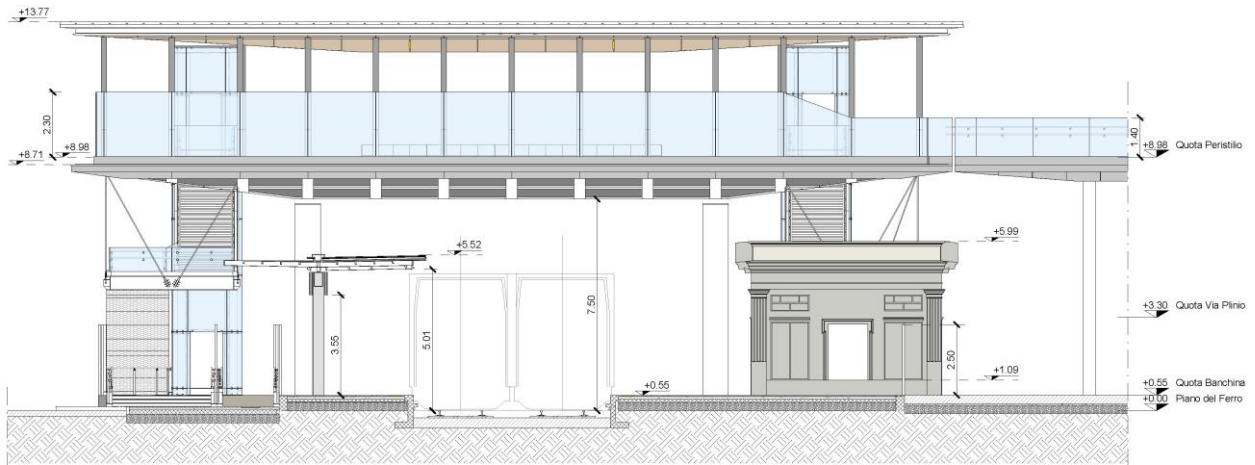


Figura 2: Prospetto est della piastra di collegamento



Figura 3: Gli alberi da frutto dipinti in una villa di Pompei

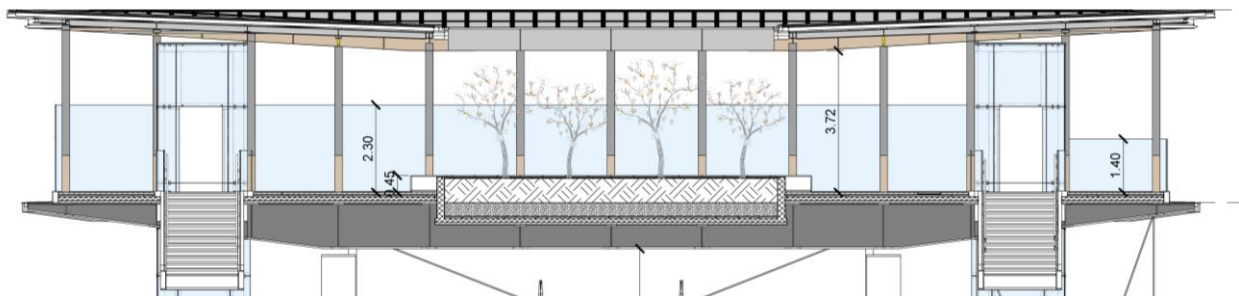


Figura 4: Dettaglio sezione trasversale

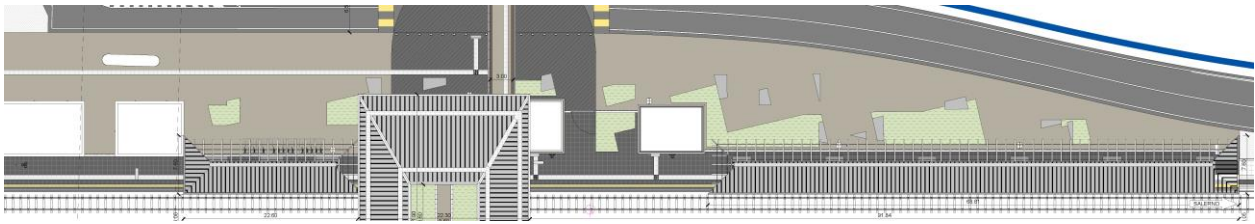


Figura 5: Parco lineare

La passerella pedonale in acciaio è sorretta da colonne $\phi 457$ spessore 20 poste ad interasse 11 m, tranne la prima campata che è larga 12 m, collegate da una trave centrale costituita da 2 HEB400 accoppiate. Gli sbalzi sono realizzati da profilati in acciaio con passo 2 m a sezione variabile.

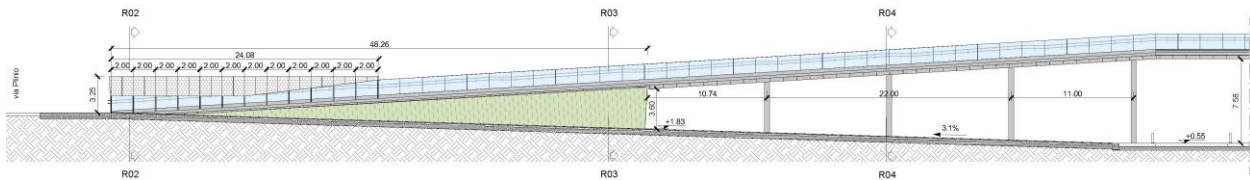


Figura 6 Passerella pedonale

3.1.2 I fabbricati storici della Fermata Pompei Scavi

La ex fermata Pompei Scavi fu realizzata nella prima metà del XIX secolo sulla linea Napoli-Nocera Inferiore, la prima ferrovia costruita in Italia, voluta dal re Ferdinando II di Borbone e realizzata tra il 1836 e il 1844 su progetto di Armand Bayard de la Vingtrie.

La fermata venne posizionata nelle vicinanze degli scavi archeologici di Pompei ed era costituita da un piccolo Fabbricato Viaggiatori a un piano, con atrio, biglietteria e sale d'attesa. La fermata era collegata alla viabilità pubblica da un viale che terminava in una piccola piazza a esedra prospiciente il Fabbricato Viaggiatori.

Il prospetto lato binari del Fabbricato Viaggiatori era decorato in stucco con stile neoclassico, arricchito da frontone triangolare, paraste doriche e bugnato liscio.

Nel 1906 alla stazione fu aggiunto un fabbricato «cessi», sempre ad un solo piano, ma privo della caratterizzazione architettonica delle facciate del Fabbricato Viaggiatori.

La stazione fu dismessa negli anni sessanta del Novecento e venduta a privati. Attualmente è inglobata all'interno della struttura di un ristorante ed il Fabbricato Viaggiatori risulta adibito a cucina.

Al fine di consentire la realizzazione del primo marciapiede ferroviario secondo gli attuali standard dimensionali minimi, verranno traslati i fabbricati storici, con il primario obiettivo del massimo recupero possibile delle preesistenze.

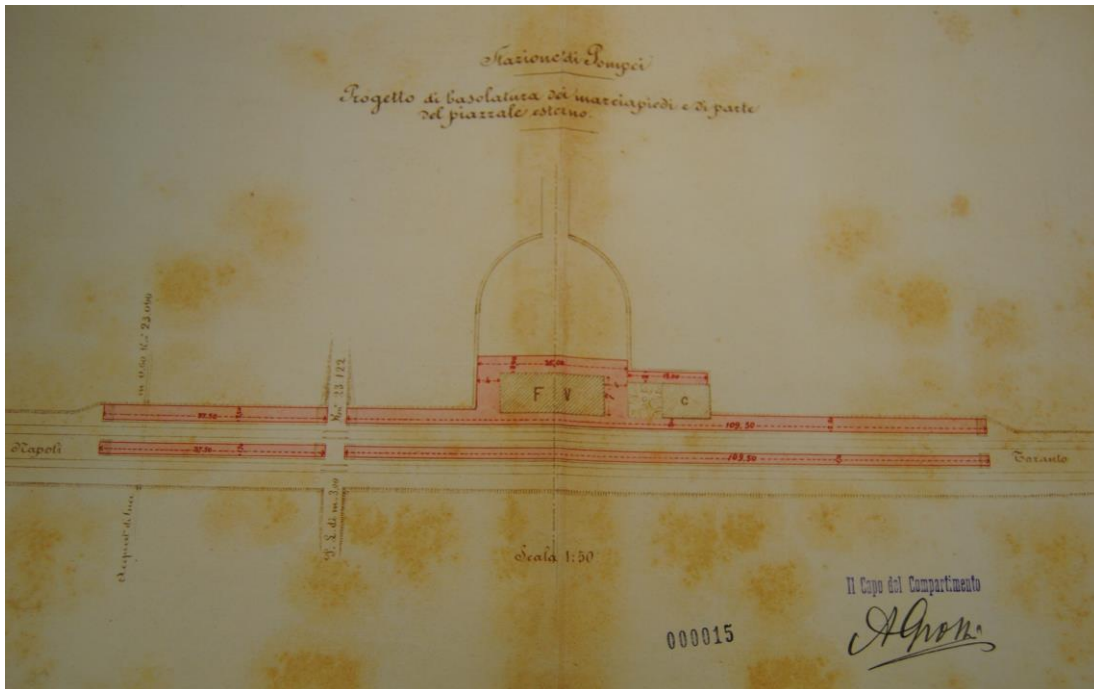


Figura 7: planimetria del progetto di basolatura del piazzale e dei marciapiedi della Ex fermata di Pompei scavi - fonte archivio storico FS

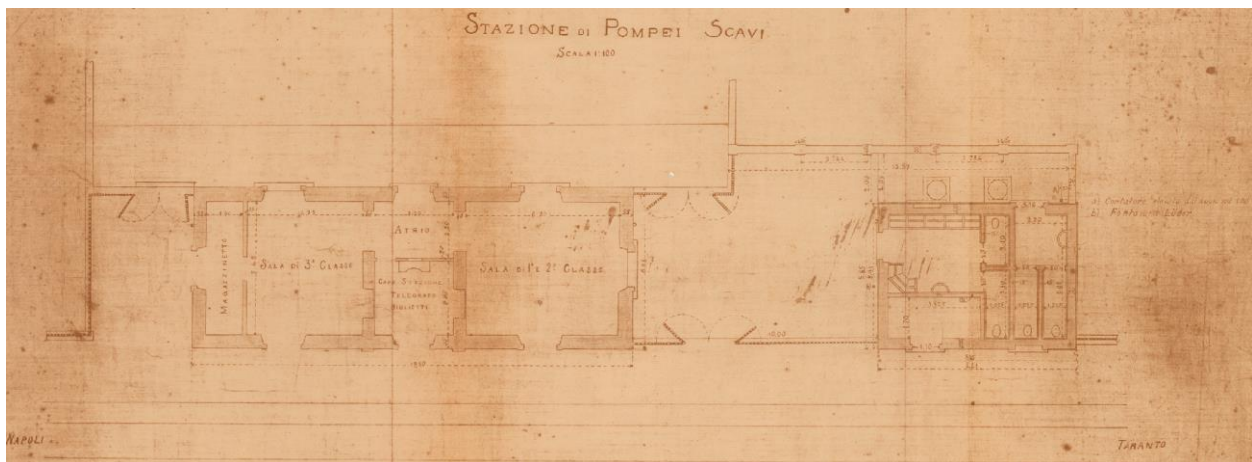


Figura 8: planimetria dei fabbricati della Ex fermata di Pompei scavi - fonte archivio storico FS

Le foto sotto riportate mostrano lo stato attuale dell'antico Fabbricato Viaggiatori e l'annesso locale bagni, caratterizzato da estesi fenomeni di degrado e manomissioni dovute all'attuale destinazione d'uso. La 15 mostra il prospetto lato binari del Fabbricato Viaggiatori, nella Figura 10 il dettaglio del timpano con la scritta originale "Pompei Scavi" ed il fabbricato che accoglieva i bagni. La Figura 11 mostra come i due fabbricati storici siano oggi stretti fra costruzioni sorte caoticamente intorno agli edifici.



Figura 9: Stato di fatto fabbricati dell'antica Fermata Pompei Scavi – prospetto lato binari



Figura 10: Stato di fatto fabbricati dell'antica Fermata Pompei Scavi – dettaglio del timpano del Fabbricato viaggiatori e del prospetto lato binari del locale bagni



Figura 11: Stato di fatto fabbricati dell'antica Fermata Pompei Scavi – Vista dall'alto dei fabbricati storici circondati da strutture di nuova costruzione

3.1.3 Dotazioni funzionali

La fermata è dotata di banchine di 250 m di lunghezza per entrambi i marciapiedi. L'accesso alle banchine lato Parcheggio avviene tramite 2 rampe con pendenza 8%, mentre a nord può avvenire direttamente da quota strada, tramite la passerella pedonale con pendenza 7% che da via Plinio porta direttamente alla piastra di scambio o in alternativa alla passerella pedonale si può percorrere il Parco Urbano avente una pendenza del 3% verso la Fermata. È possibile fare il cambio di banchina tramite due ascensori e due scale, protetti dalla piastra, posti simmetricamente rispetto all'asse del ferro. I fabbricati borbonici recuperati e la nuova piastra di collegamento sono attrezzati con i servizi essenziali ai viaggiatori. Le pensiline, di lunghezza pari a circa 90 m per quella nord e 115 m per quella sud, sono composte da una struttura in acciaio e sono coperte lato binari e scoperte sui lati esterni, lasciando la struttura a vista evocando un pergolato.

3.1.4 Pensiline

Le pensiline a copertura dei marciapiedi ferroviari sono in acciaio, con pannelli di copertura lato binari, mentre le falde lato parco lineare e lato parcheggio sono aperte a formare un pergolato. Insieme alla piastra di collegamento coprono le banchine per una lunghezza di circa 135m. i pilastri di sostegno delle pensiline hanno un passo di 12 m e sono composti da due profilati metallici HEB-360 accoppiati fra loro. Una trave scatolare in acciaio di dimensioni 30x50 cm posta centralmente collega i pilastri. Al di sopra della trave scatolare corre la canalina di smaltimento delle acque. Ancora più in alto si diramano profili scatolari di altezza 18 cm che, con gli arcarecci, formano l'ossatura della pensilina.



Figura 12: Pianta pensilina di banchina

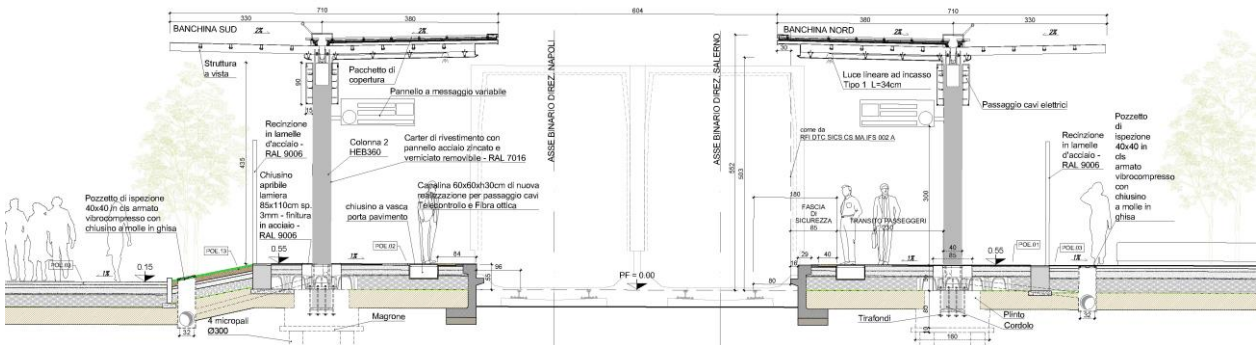


Figura 13: Sezione tipologica pensilina di banchina

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si assumono i seguenti parametri geotecnici dei terreni di rinfianco e di fondazione:

strato		z	peso specifico	peso specifico saturo	angolo di attrito	coesione
[-]		[m]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]
1	Riperto e terreno vegetale	0 – 2.80	13	13	22	0
2	Limo e pomici	2.80 - 7.00	14	14	25	0
3	Sabbia	7.00 – 21.80	16	16	33	0
4	Sabbia	21.80 – 30.00	16	16	36	0

La falda si trova a profondità 4.20m dal p.c..

5 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati con le classi di esposizione coerenti con la UNI EN 206.

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 Plinto di fondazione

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
 $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico
 $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione
 $f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media
 $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 11.21 \text{ N/mm}^2$$

5.1.2 Micropali di fondazione

Si prevede l'utilizzo di malta cementizia avente classe di resistenza 20/25 ($R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 20.75 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28.75 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 30200 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 11.76 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.27 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.59 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.06 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 12.45 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 9.34 \text{ N/mm}^2$$

5.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

- Tipo B450 (controllato in stabilimento)
- $f_{yk} = 450$ MPa Tensione caratteristica di snervamento
- $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391.30$ MPa Resistenza di calcolo
- $\sigma_s = 0.75 f_{yk} = 337.50$ MPa Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)
- $E_s = 210000$ MPa Modulo elastico

5.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

Profilati: S 355

- Modulo di elasticità $E_a = 210000$ MPa
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 355$ MPa
- Tensione di snervamento rottura $f_{yt} \geq 510$ MPa
- Tensione di snervamento di progetto $f_{yd} \geq 338$ MPa

5.4 BULLONI

Bulloni di Classe 8.8

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yb} \geq 640$ MPa
- Tensione di snervamento rottura $f_{ub} \geq 800$ MPa

6 ANALISI DEI CARICHI

A seguire si riportano le condizioni di carico che verranno spiegate nel dettaglio nel presente capitolo.

TABLE: Load Pattern Definitions	
LoadPat	DesignType
Text	Text
G1	Dead
G2	Dead
Qk1_C2 affollamento	Live
Qk1_H manutenzione	Live
Qk2_ pressione aerod	Live
Qk3_vento	Wind
Qk4_ neve	Snow
ΔT	Temperature
Ex	Response Spectrum
Ey	Response Spectrum
Ez	Response Spectrum

6.1 PESI PROPRI G1-G2

I pesi propri strutturali sono calcolati in automatico dal programma di calcolo strutturale sulla base delle caratteristiche dei materiali utilizzati.

I pesi propri portati, asimmetrici, sono elencati a seguire:

PACCHETTO DI COPERTURA	peso specifico	spessore	carico unitario
	kN/m ³	m	kN/m ²
Pannello sandwich (lamiera zincata+materassino di lana minerale)	-	-	0.5
Controsoffitto	-	-	0.3
Sottostruttura per pannelli sandwich e controsoffitto	-	-	0.5
Finiture - TOTALE (kN/m ²)	1.3		

I carichi sopra citati sono stati applicati su dei pannelli di tamponamento fittizi, in grado di ripartire i carichi sulle travi, come mostrato a seguire:

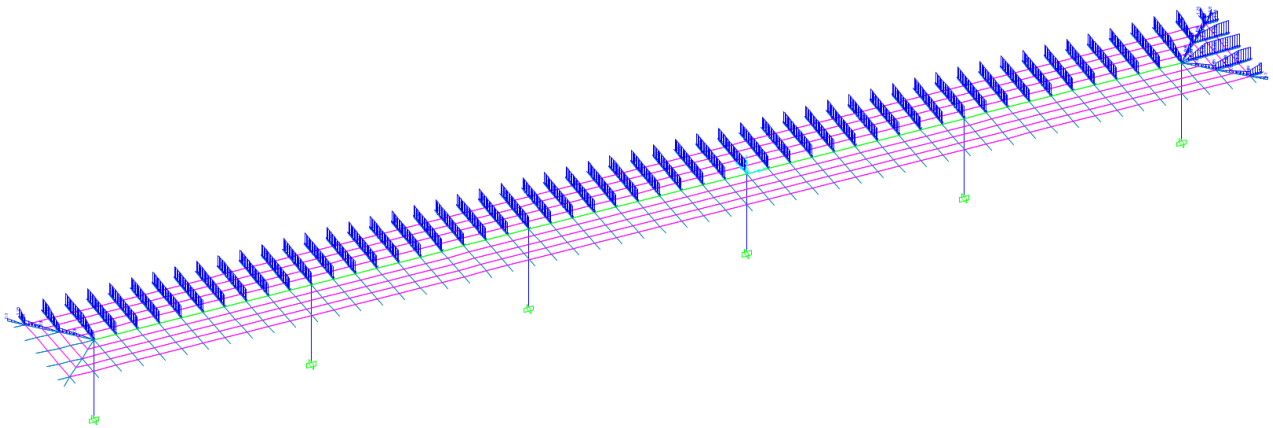


Figura 14: Applicazione dei pesi propri portati

6.2 CARICHI VARIABILI QK1

Copertura non praticabile, accessibile per sola manutenzione (Cat. H1; Tab.3.1.II):	0.50
-------------------------------------------------------------------------------------	------

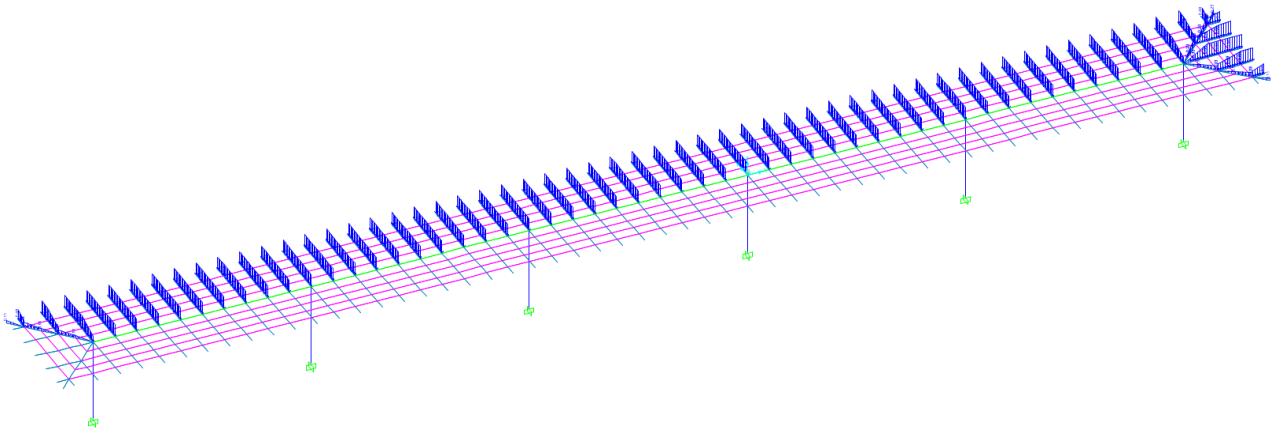


Figura 15: Applicazione dei carichi variabili Q_{k1_H}

6.3 CARICO NEVE QK2

Segue il calcolo del carico neve secondo le norme vigenti.

1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): [m]

1.2 zona:

<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo 0.60 [kN/m²]

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta **C_e=1**. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

3.1.1 Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

C_E 1.00

3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **C_t = 1**.

Il coefficiente topografico vale:

c_t 1.00

3.2 Coefficiente di forma

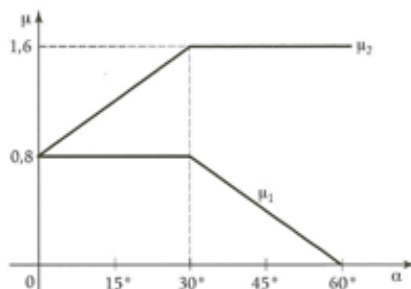
3.2.1 Inclinazione della falda α (1)

6 [deg]

3.2.2 Inclinazione della falda α (2)

0 [deg]

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



μ_1 (α_1)	0.80
μ_1 (α_2)	0.80
μ_2 (α)	0.88

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

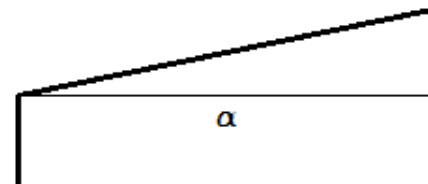
4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda	6 [deg]
--------------------	---------

0.48 kN/mq

μ_1

μ_1	0.80
---------	------



I carichi sopra citati sono stati applicati direttamente sulle travi di copertura come mostrato a seguire:

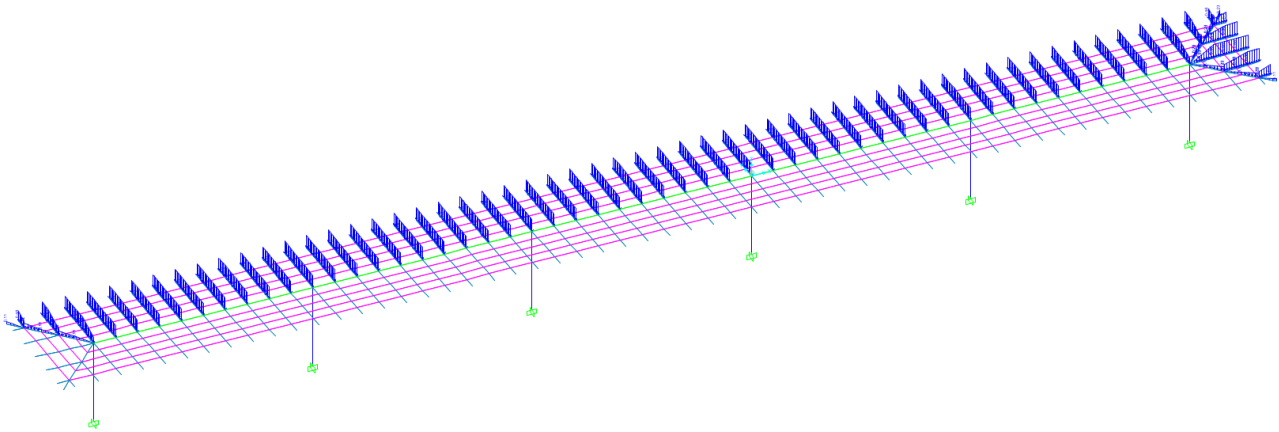


Figura 16: Applicazione del carico neve

6.4 CARICO VENTO QK3

A seguire il calcolo dell'azione del vento.

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria
 (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,.....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

0 [m]

Distanza dalla costa

2 [km]

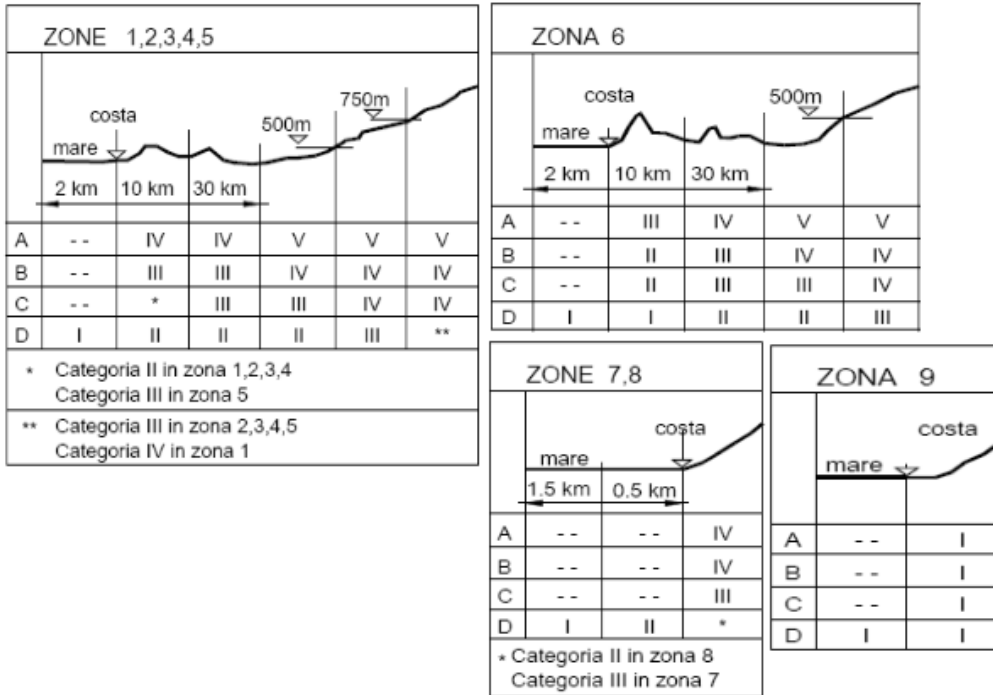
T_R (Tempo di ritorno):

50 [anni]

Categoria di esposizione

II

Categoria di esposizione



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$$v_0 = v_{b,0} * C_a$$

ca = 1 per $a_s \leq a_0$
ca = $1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$$v_r = v_b * C_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1.00
 v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 $q_r = 1/2 * \rho * v_r^2$ ($\rho = 1,25$ kg/m³)
Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

C_d	1.00
-------	------

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

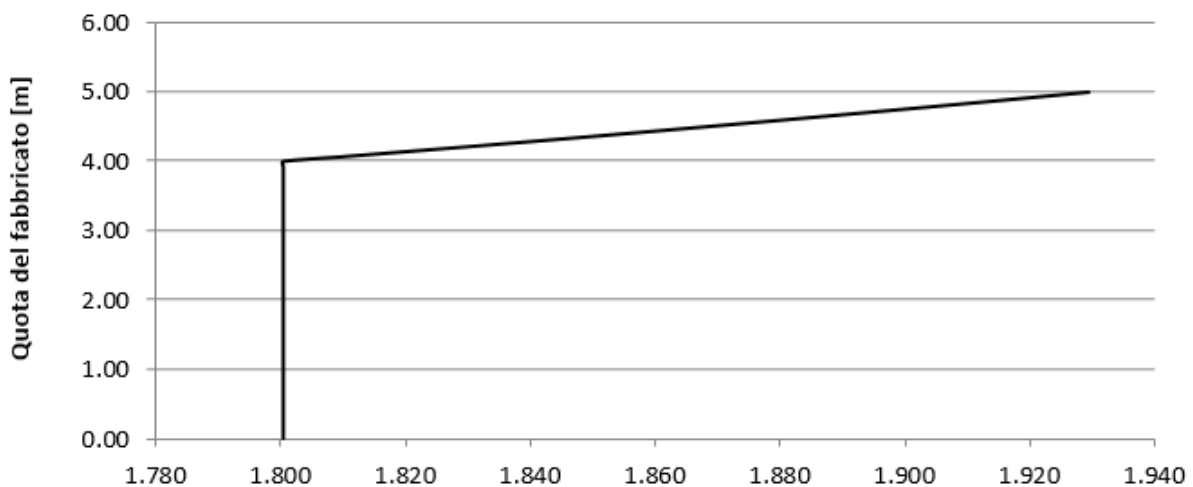
$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.19	0.05	4.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.80	$z < 4.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	1.93	$z = 5.00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	1.93	$z = 5.00$

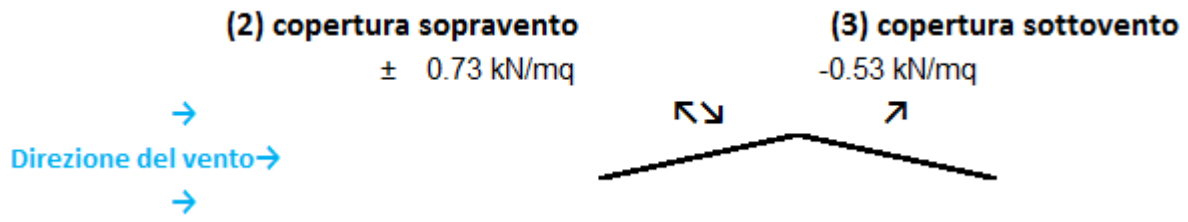
Andamento Coefficiente di Esposizione



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



I carichi sopra citati sono stati applicati direttamente sulle travi di copertura come mostrato a seguire:

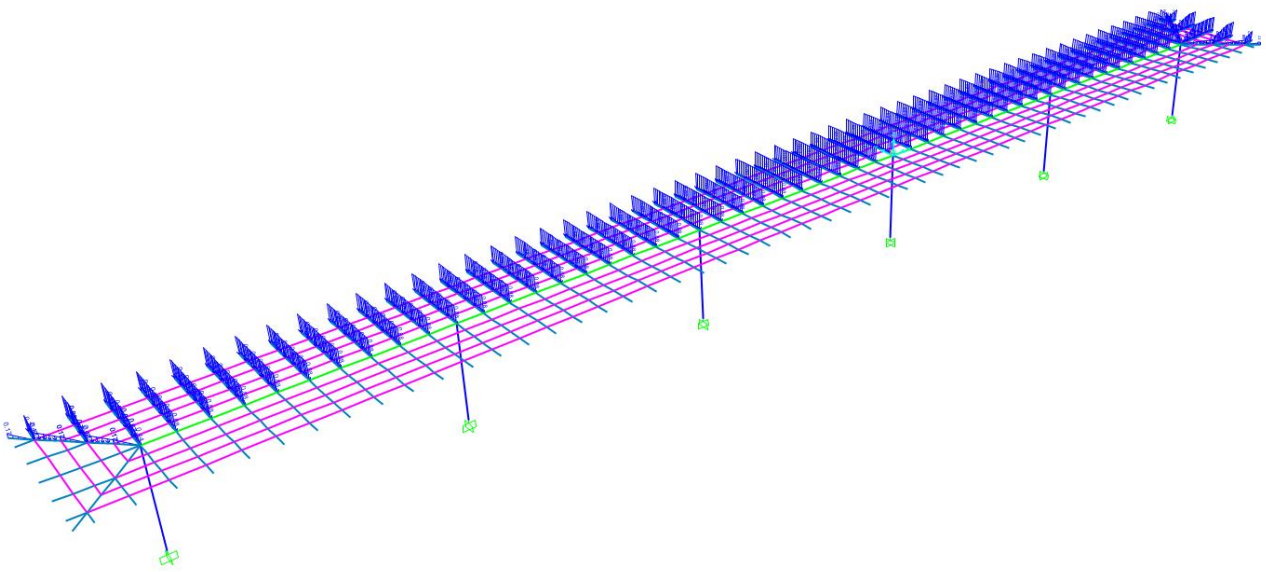


Figura 17: Applicazione dell'azione del vento

6.5 PRESSIONE AERODINAMICA SU SUPERFICI MULTIPLE A FIANCO DEL BINARIO QK4

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{4k}$ sono forniti nella fig. 5.2.8 del §5.2.2.6.1 del DM18, in funzione della distanza a'_g dall'asse del binario più vicino.

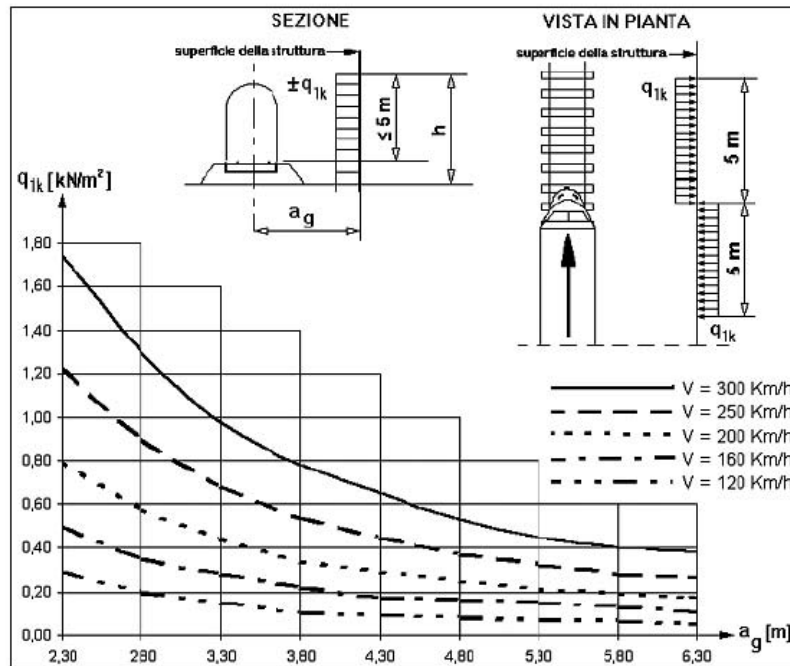


Fig. 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

Le azioni sono determinate secondo quanto detto nel §5.2.2.6.1 adottando una distanza fittizia dal binario pari a :

$$a'_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

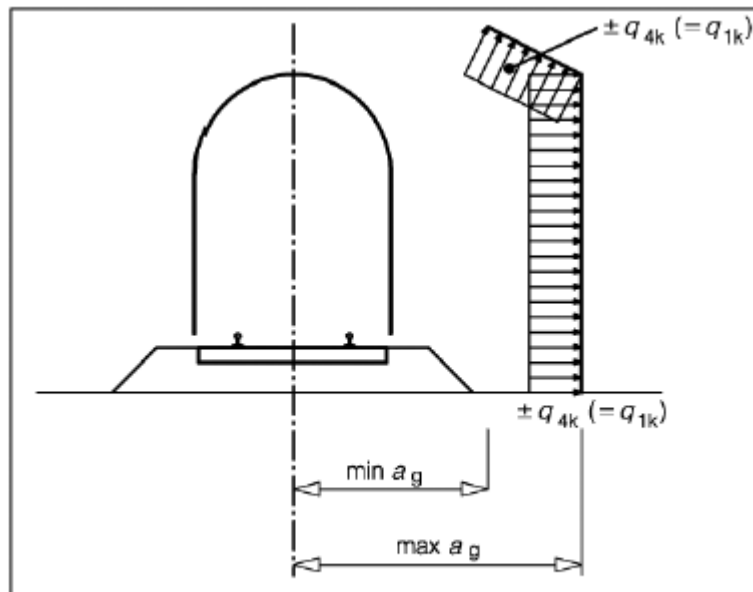


Fig. 5.2.11 - Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dall'asse del binario

Si considera un fattore di riduzione $k_1=0.85$ relativo a convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata.

Si assume una velocità massima di esercizio $v_{\max}=150$ km/h e una distanza $a'_g=3.00$ m

$q_{4\max} \sim 0,30$ kN/m²

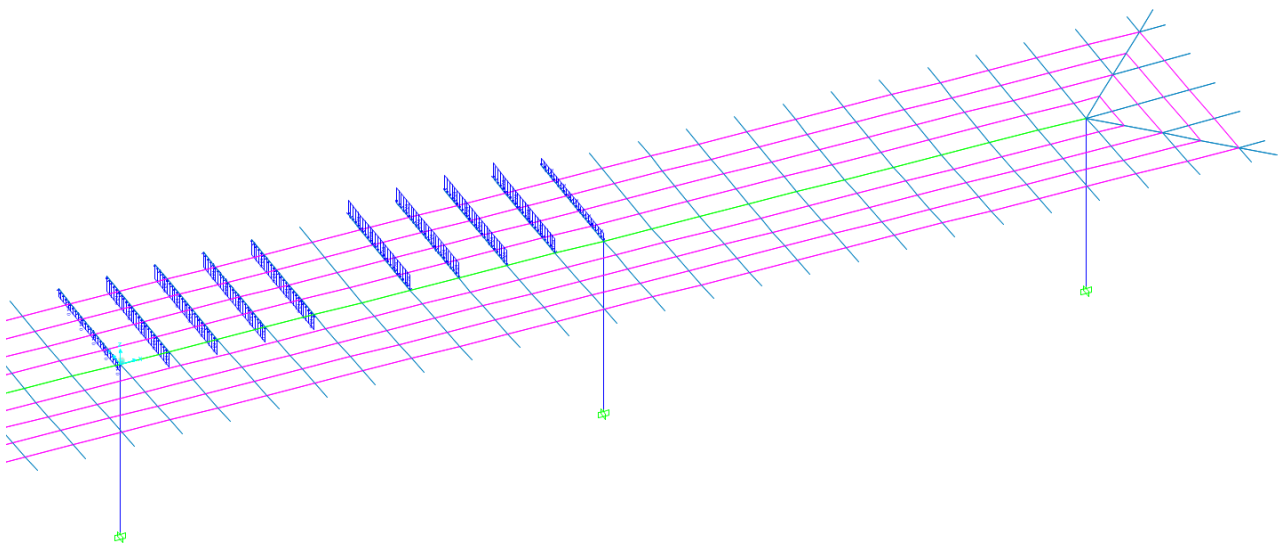


Figura 18: Applicazione dei carichi variabili Q_{k4}

6.6 VARIAZIONI TERMICHE

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II delle NTC2018.

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Figura 6.19: Valori di ΔT_u per gli edifici (Tab. 3.5.II delle NTC2018)

Nel caso in esame, si tiene conto della sola componente ΔT_u e in particolare si assume $\Delta T_u = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ per tutta la struttura. Il coefficiente di dilatazione termica vale $\alpha = 0.00001$.

6.7 AZIONE SISMICA

Seguono i calcoli dei parametri sismici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
14.4982

LATITUDINE
40.7471

Ricerca per comune

REGIONE
Campania

PROVINCIA
Napoli

COMUNE
Pompei

Elaborazioni grafiche

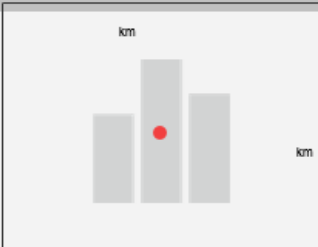
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche


Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta



Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle posti individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - - Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_S = 1.500$ $C_C = 1.459$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) $\zeta = 5\%$ $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_d = 1$ $\eta = 1.000$ info

Compon. verticale

Spettro di progetto $q = 1$ $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.133 g
F_o	2.464
T_C^*	0.369 s
S_S	1.500
C_C	1.459
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.180 s
T_C	0.539 s
T_D	2.132 s

Figura 20: Parametri sismici SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.053 g
F_o	2.350
T_C^*	0.320 s
S_S	1.500
C_C	1.529
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.163 s
T_C	0.490 s
T_D	1.814 s

Figura 21: Parametri sismici SLD

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

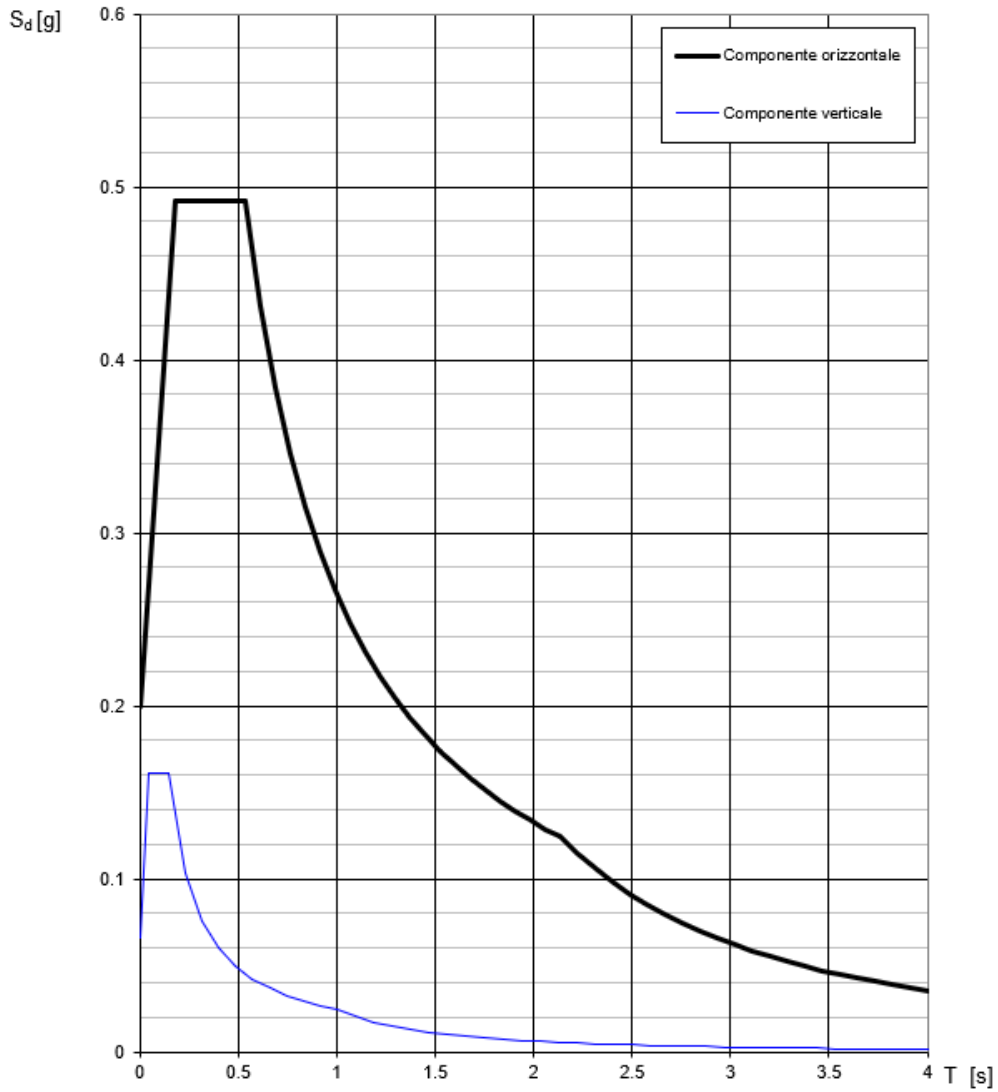


Figura 22: Spettro SLV

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

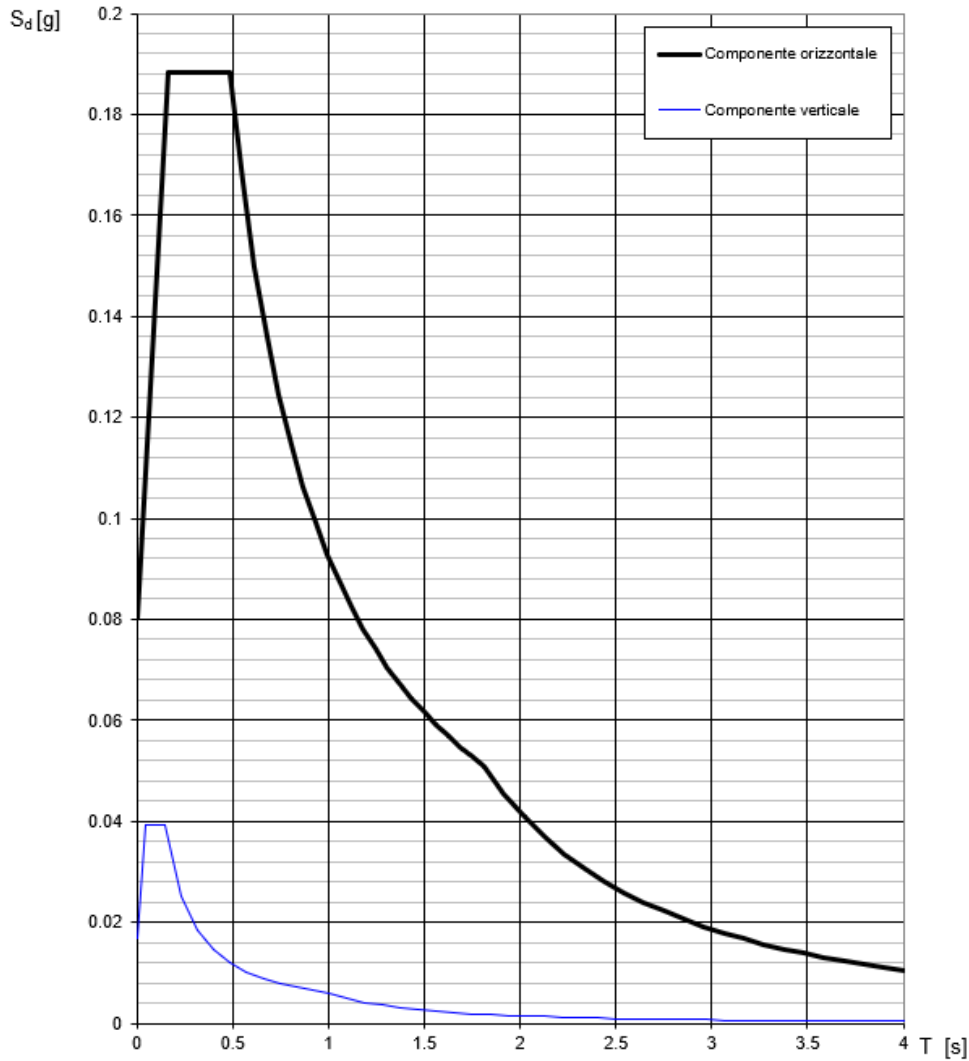


Figura 23: Spettro SLD

7 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi sopra descritti sono stati combinati come a seguire.

TABLE: Combination Definitions										
ComboName	G1	G2	Qk1_H	Qk2	Qk3	Qk4	ΔT	Ex	Ey	Ez
Text										
SLU01	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	1.2	0.9	0	0	0
SLU02	1.3	1.5	0	1.5	0.9	1.2	0.9	0	0	0
SLU03	1.3	1.5	0	0.75	1.5	1.5	0.9	0	0	0
SLU04	1.3	1.5	0	0.75	-1.5	1.5	0.9	0	0	0
SLU05	1.3	1.5	0	0.75	0.9	1.2	1.5	0	0	0
SLER01	1	1	1	0.5	0.6	0.8	0.6	0	0	0
SLER02	1	1	0	1	0.6	0.8	0.6	0	0	0
SLER03	1	1	0	0.5	1	1	0.6	0	0	0
SLER04	1	1	0	0.5	-1	1	0.6	0	0	0
SLER05	1	1	0	0.5	0.6	0.8	1	0	0	0
SLEF	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
SLEQP	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
SLV01	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3
SLV02	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3
SLD01	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3
SLD02	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3

8 MODELLAZIONE

La modellazione è stata eseguita con il programma di calcolo strutturale ad elementi finiti SAP2000. Tutti gli elementi strutturali sono stati modellati come elementi *frame*. I pesi propri portati e tutti i carichi accidentali sono stati aggiunti come carico su aree fittizie di ripartizione sulle aste di copertura.

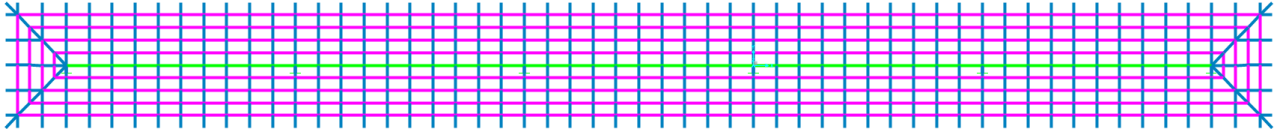


Figura 24: Modello agli elementi finiti della pensilina

SectionName	Material	Shape	H	B	Sp
Text	Text	Text	m	m	m
Scat. 100x50x4	S355	Box/Tube	0.1	0.05	0.004
Scat. 300x500x12	S355	Box/Tube	0.5	0.3	0.012
Scat. 180x126x7.1	S355	Box/Tube	0.18	0.126	0.0071

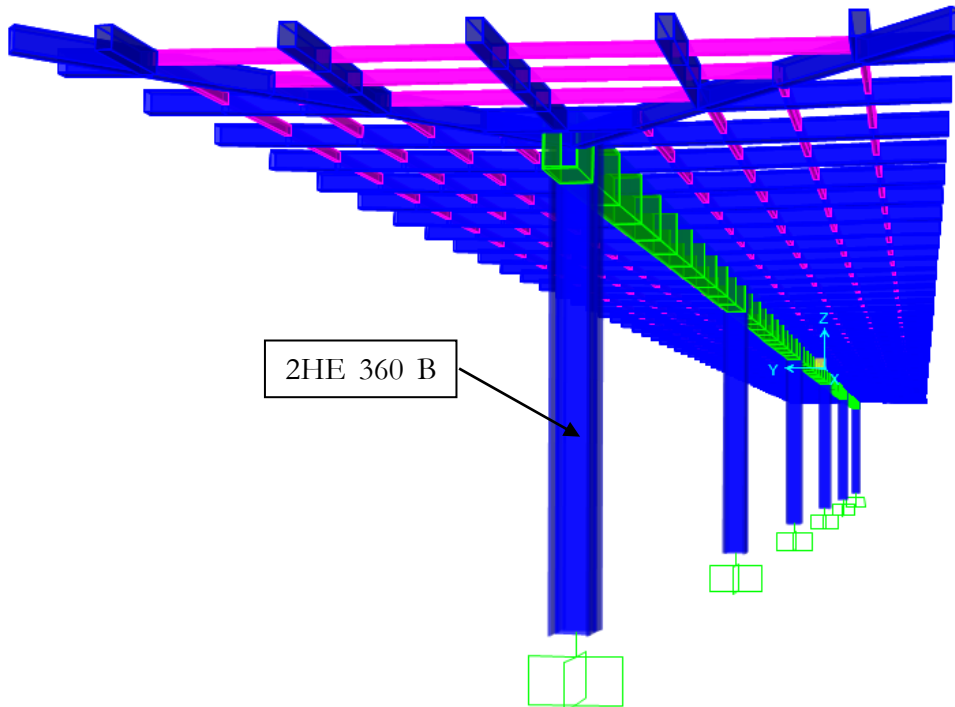


Figura 25: Modello agli elementi finiti della pensilina – vista 3D

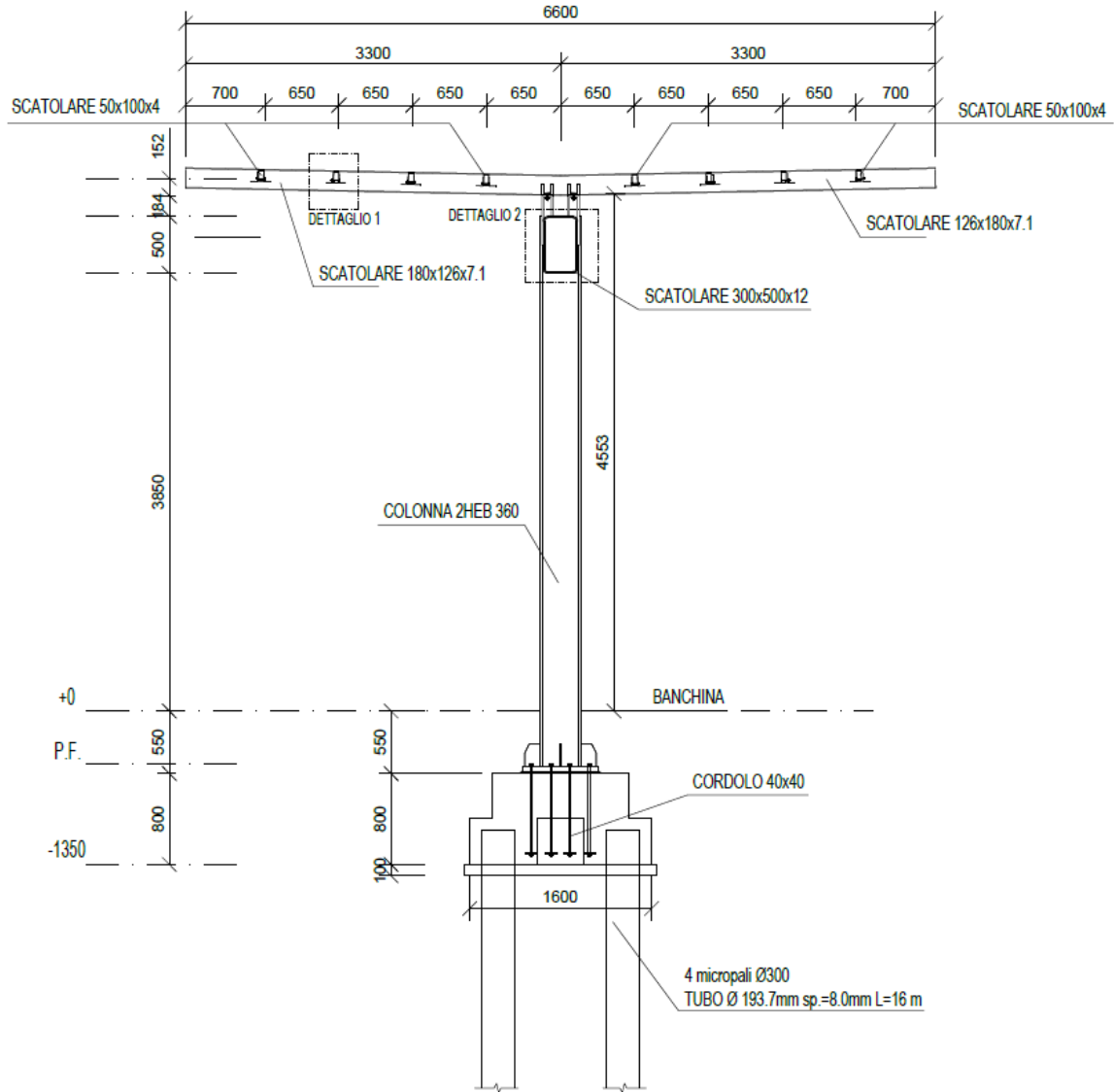


Figura 26: Sezione trasversale tipologica

9 ANALISI MODALE

La risposta dinamica della struttura in assenza di forzanti esterne è stata determinata mediante il metodo della analisi modale. Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%, come espresso nelle NTC18 al paragrafo 7.3.3.1.

Si riportano le principali forme modali della struttura.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.37	0.0%	53.0%	14.8%	0%	53%	15%
MODAL	Mode	2	0.36	0.1%	0.1%	0.1%	0%	53%	15%
MODAL	Mode	3	0.33	0.0%	1.9%	0.8%	0%	55%	16%
MODAL	Mode	4	0.30	0.0%	0.0%	0.1%	0%	55%	16%
MODAL	Mode	5	0.28	2.1%	0.0%	0.1%	2%	55%	16%
MODAL	Mode	6	0.27	26.6%	0.0%	0.0%	29%	55%	16%
MODAL	Mode	7	0.26	35.6%	0.7%	1.6%	64%	56%	17%
MODAL	Mode	11	0.24	2.7%	1.6%	2.1%	70%	84%	55%
MODAL	Mode	12	0.22	7.5%	0.1%	0.0%	77%	84%	55%
MODAL	Mode	13	0.21	0.9%	1.0%	1.8%	78%	85%	57%
MODAL	Mode	14	0.20	8.6%	0.4%	0.8%	87%	86%	58%

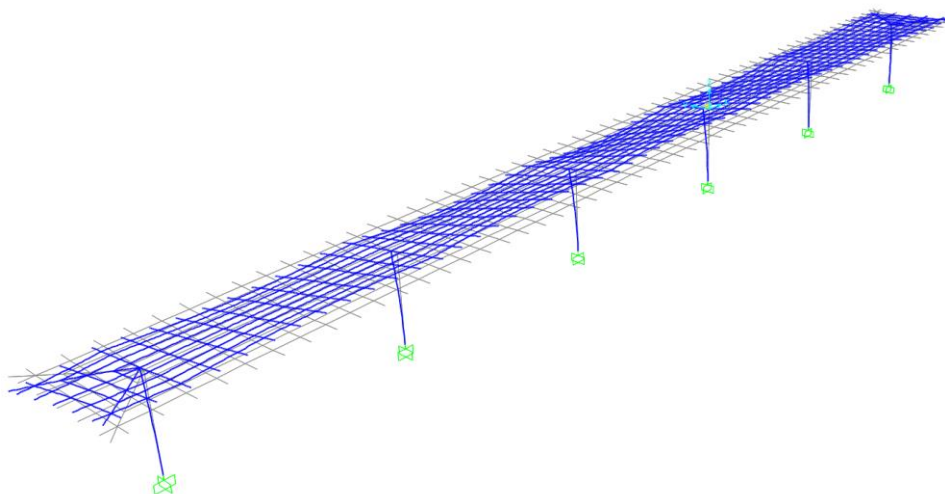


Figura 27: Forma modale 1

10 ANALISI DELLE DEFORMAZIONI E VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI

A seguire si riportano gli spostamenti dei nodi del modello.

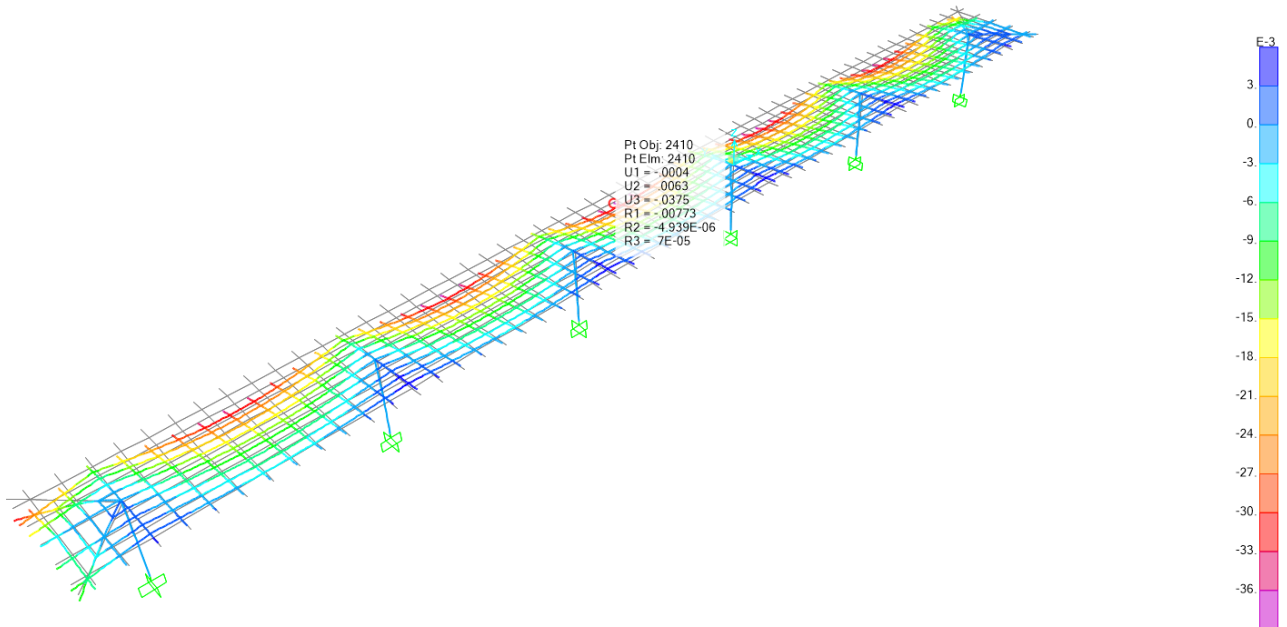


Figura 28: Massimi spostamenti carichi permanenti

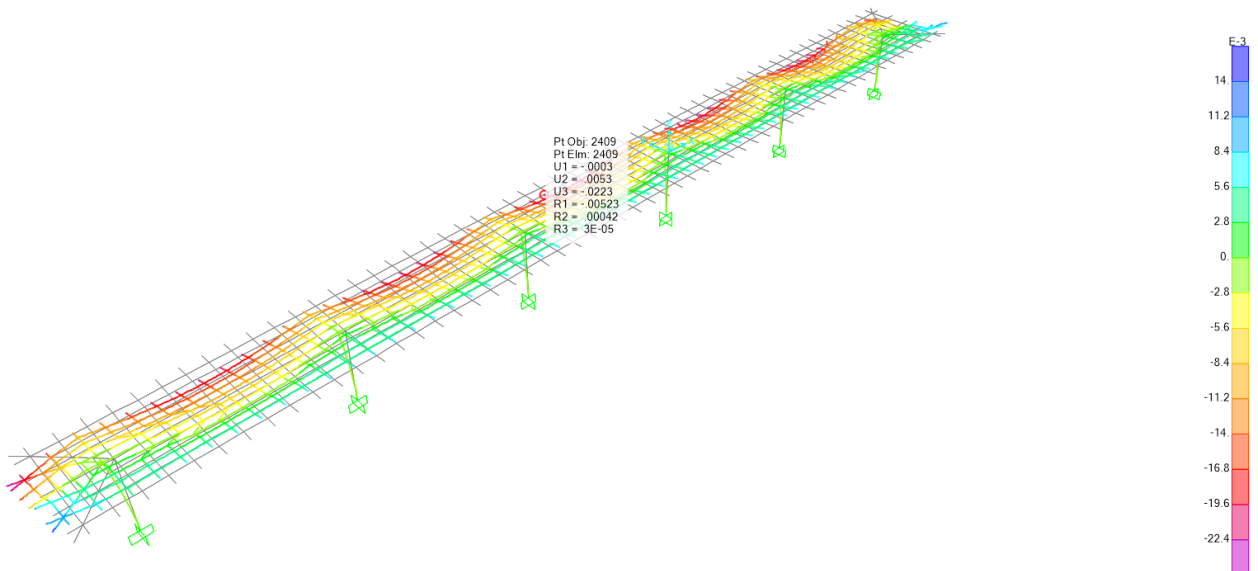


Figura 29: Massimi spostamenti carichi variabili

10.1 Travi trasversali di copertura – Spostamenti verticali

La freccia massima delle travi trasversali di copertura indotta dai soli carichi variabili è pari a:

$$f = 23.4 \text{ mm} \quad \text{combinazioni SLE caratteristica – carichi accidentali}$$
$$f_{\max}/L = 23.4\text{mm} / (2 * 3300 \text{ mm}) = 0.0035 < 1/200 = 0.005 \quad \text{VERIFICATO}$$

10.2 Trave longitudinale principale – Spostamenti verticali

La freccia massima delle travi longitudinali principali indotta dai carichi permanenti e dai carichi variabili è pari a:

$$f = 27.5 \text{ mm} \quad \text{combinazioni SLE caratteristica}$$
$$f_{\max}/L = 27.5\text{mm} / 12000 \text{ mm} = 0.00023 < 1/200 = 0.005 \quad \text{VERIFICATO}$$

10.3 Colonne – Spostamenti orizzontali

Lo spostamento orizzontale massimo assoluto delle colonne indotto dai carichi permanenti e dai carichi variabili è pari a:

- $d_{\text{long}} = 10.8 \text{ mm} \quad \text{combinazioni SLE caratteristica}$
- $d_{\text{trasv}} = 9.1 \text{ mm} \quad \text{combinazioni SLE caratteristica}$

$$d_{\max_long}/h = 10.8\text{mm} / 4500 \text{ mm} = 0.0024 < 1/300 = 0.003 \quad \text{VERIFICATO}$$
$$d_{\max_trasv}/h = 9.1\text{mm} / 4500 \text{ mm} = 0.0020 < 1/300 = 0.003 \quad \text{VERIFICATO.}$$

11 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI

A titolo di esempio si riportano i diagrammi di sollecitazione dell'involuppo massimo delle combinazioni SLU e SLV.

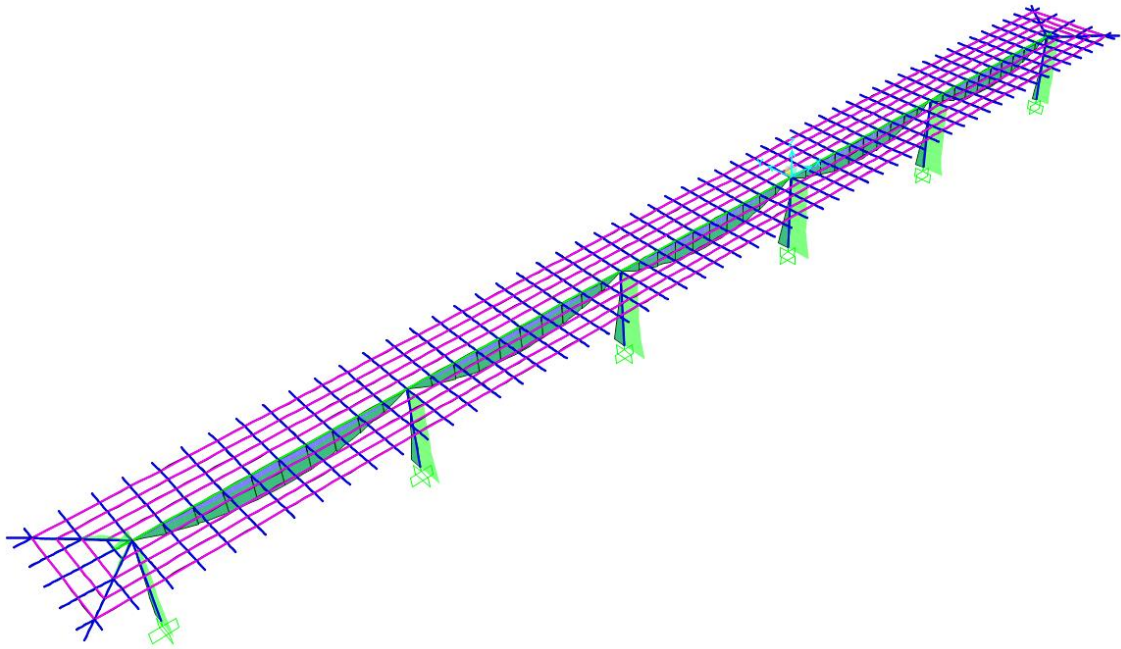


Figura 30: Involuppo SLU/SLV – Massimi momenti flettenti M33

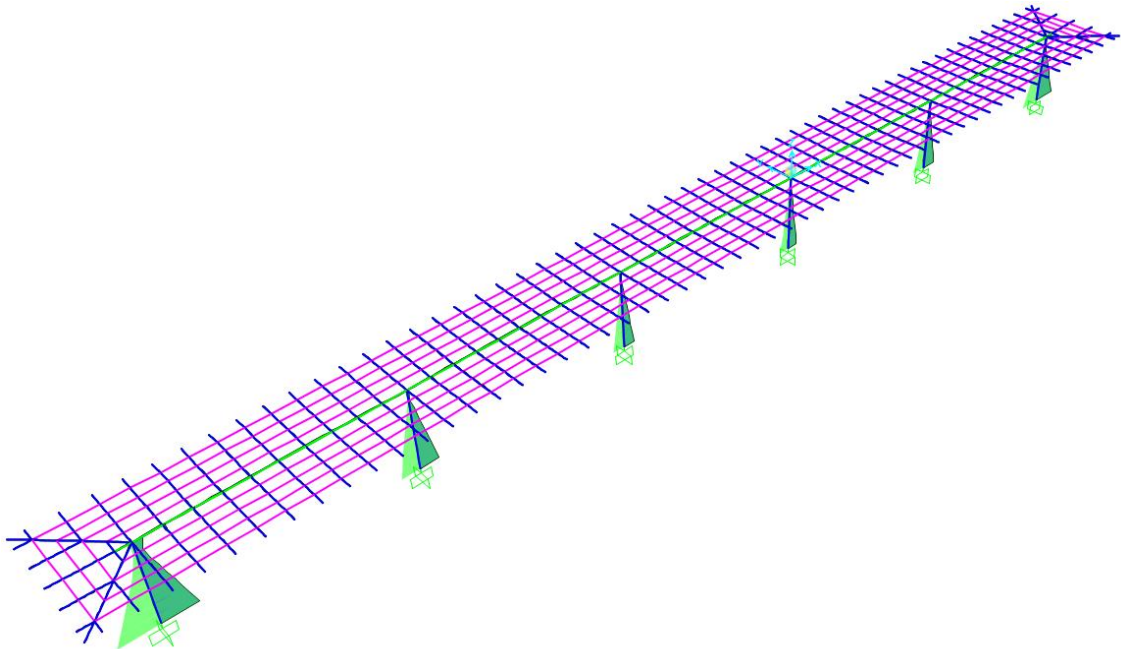


Figura 31: Involuppo SLU/SLV – Massimi momenti flettenti M22

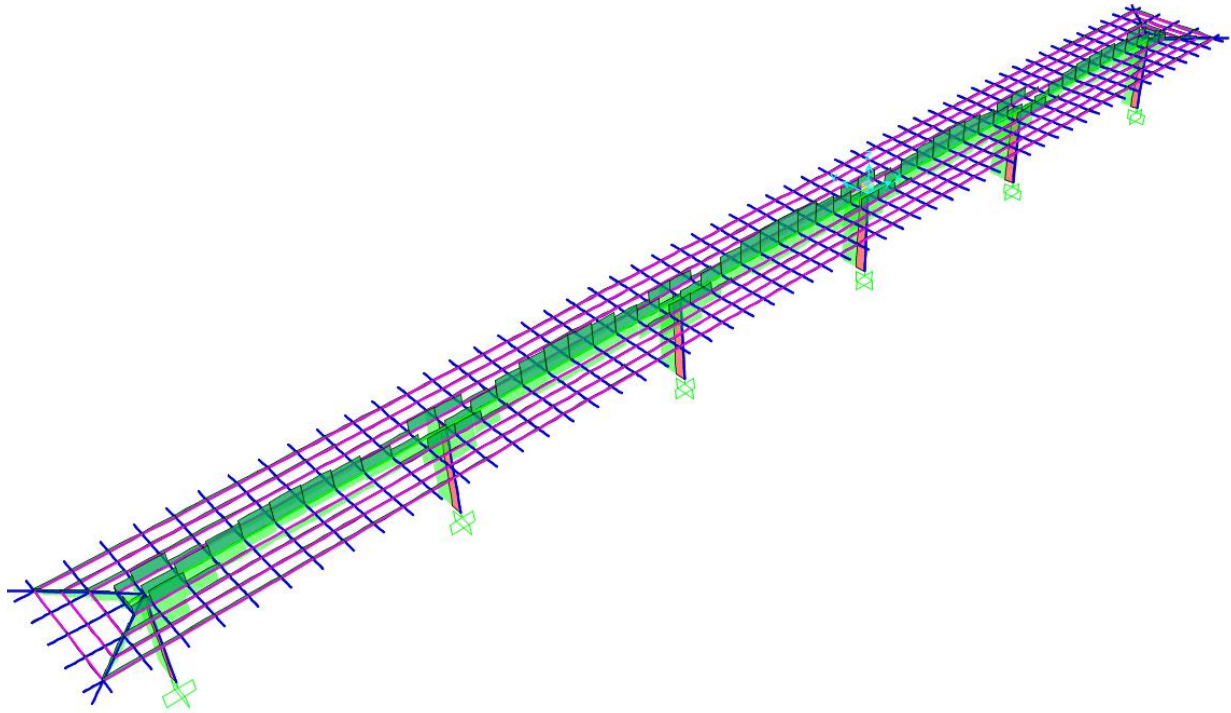


Figura 32: Inviluppo SLU/SLV – Massimi sforzi normali

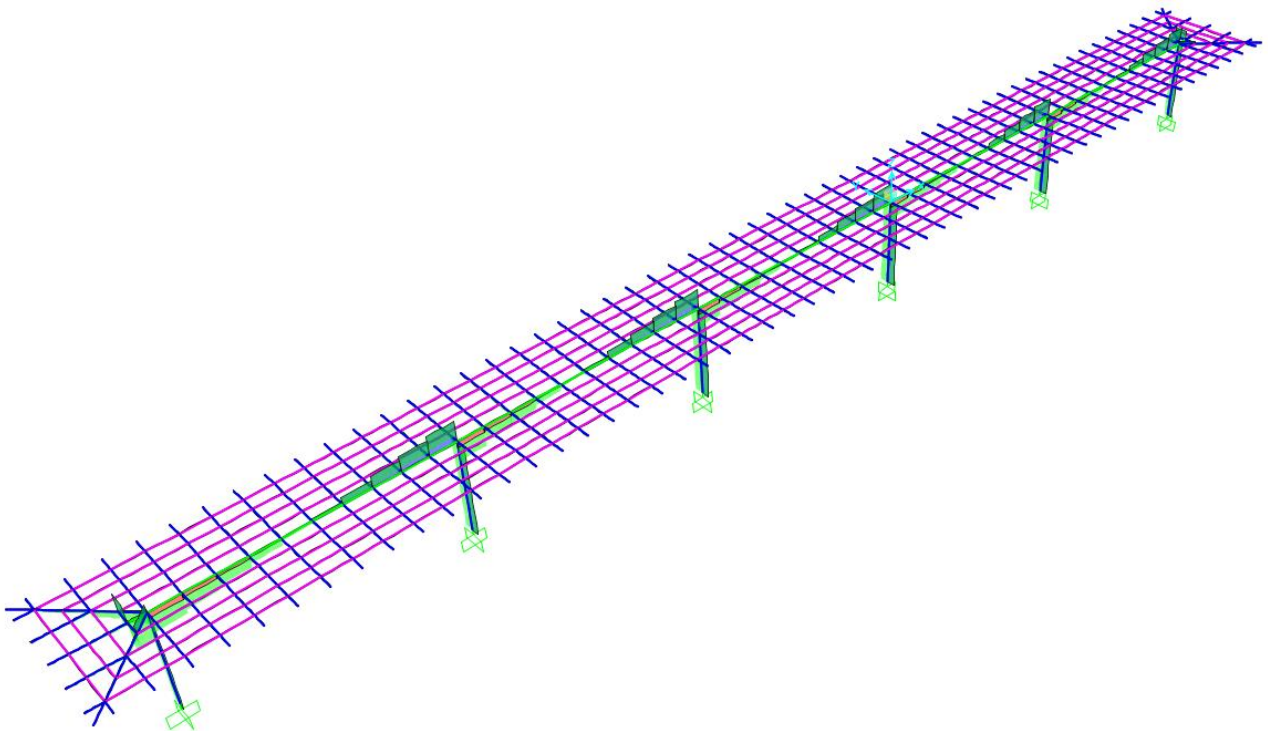


Figura 33: Inviluppo SLU/SLV – Massimi sforzi di taglio V22

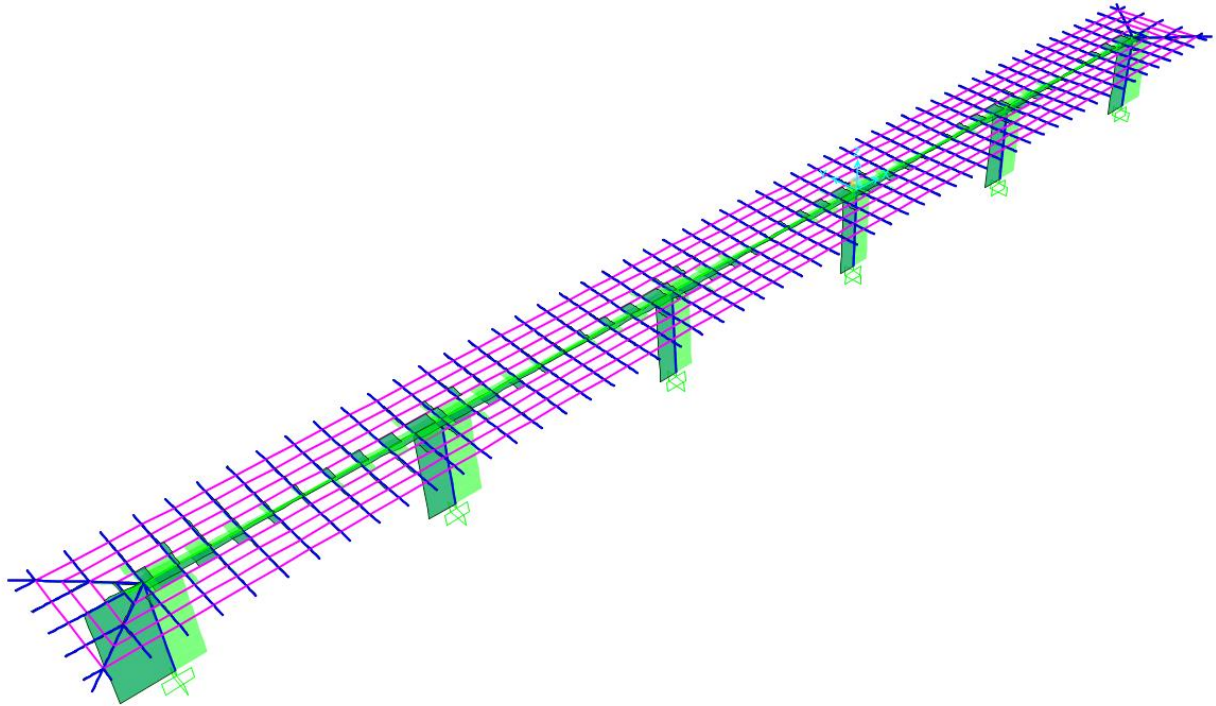


Figura 34: Involuppo SLU/SLV – Massimi sforzi di taglio V33

12 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche riportate di seguito sono di tipo grafico, condotte attraverso il programma sulla base della normativa di riferimento. Dall'involuppo delle sollecitazioni scaturenti da tutte le combinazioni viene eseguita la verifica di ogni singolo elemento della struttura. Ad ognuno di essi viene associato un valore dato dal rapporto fra le sollecitazioni agenti (combinare fra loro) più limitanti e quelle resistenti. Se tale valore (coefficiente di verifica) è compreso fra 0 ed 1 il singolo elemento risulta essere verificato. Nella legenda delle immagini di verifica è riportata una mappa cromatica associata all'immagine con il relativo coefficiente di verifica.

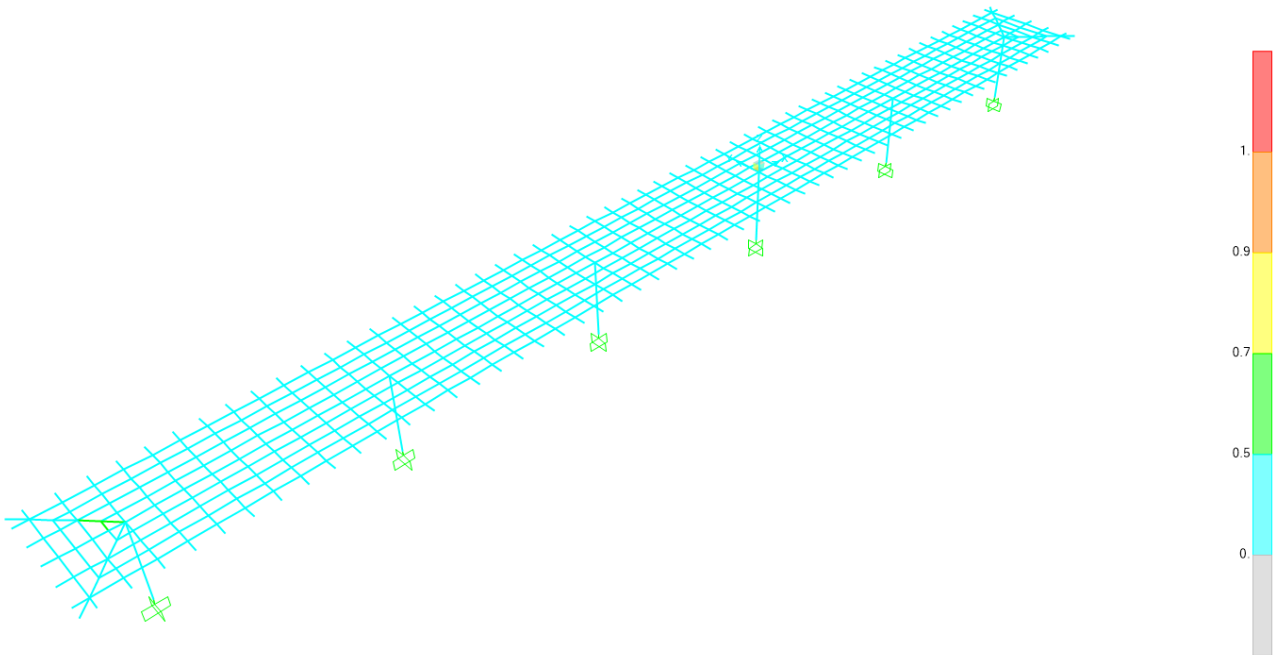
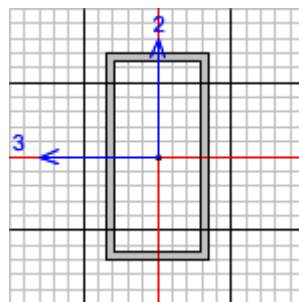


Figura 35: Verifica grafica pensilina

Come si può osservare in ogni punto la struttura risulta verificata.

Seguono, a titolo di esempio di come il programma verifica ogni sezione, i dettagli del calcolo delle aste maggiormente sollecitate.

12.1 Scatolare 100x50x4



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : KN, m, C

Frame : 2915	X Mid: -35.4	Combo: SLU1	Design Type: Beam
Length: 1.2	Y Mid: -0.66	Shape: TUBO100X50X4	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 1.2	Z Mid: 0.014	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B
 Consider Torsion? No

MultiResponse=Envelopes

P-Delta Done? No

GammaM0=1.05 An/Ag=1.	GammaM1=1.05 RLLF=1.	GammaM2=1.25 PLLF=1.	D/C Lim=1.	
Aeff=0.001 A=0.001 It=1.099E-06 Iw=0. E=2100000000.	eNy=0. Iyy=1.441E-06 Izz=0. Iyz=0. fy=355000.	eNz=0. iyy=0.036 izz=0.02 h=0.1 fu=510000.	Wel,yy=2.882E-05 Wel,zz=1.895E-05 Wpl,yy=3.613E-05 Wpl,zz=2.193E-05	Weff,yy=2.882E-05 Weff,zz=1.895E-05 Av,y=3.787E-04 Av,z=7.573E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.2	87.356	0.	0.	0.068	0.	-0.201

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6n))
D/C Ratio: 0.227 = 0.227 < 1. OK
= (Ned/NRd) (EC3 6.2.9.1(6n))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	87.356	384.076	384.076				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	384.076	417.139	52664.896	681.805	1.		
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	a	0.21	2074.056	0.441	0.623	0.942	361.673
MajorB(y-y)	a	0.21	2074.056	0.441	0.623	0.942	361.673
Minor (z-z)	a	0.21	681.805	0.769	0.855	0.813	312.211
MinorB(z-z)	a	0.21	681.805	0.769	0.855	0.813	312.211
Torsional TF	a	0.21	681.805	0.769	0.855	0.813	312.211

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	0.	0.018	0.012	0.016
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	12.215	12.215	12.215	12.215
Minor (z-z)	7.414	7.414	6.722	

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr	
LTB	d	0.76	0.122	0.478	1.	0.	864.659
Factors	kw	Psi	C2	C3			
	1.	1.132	0.459	0.525			
	za	zs	zg	zz			
	0.05	0.	0.05	0.		1.	
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz			
	0.95	0.6	0.57	1.			

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0.068	0.201	147.831	0.	OK
Minor (y)	0.	0.201	73.915	0.	OK

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

 **POLITECNICA**
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

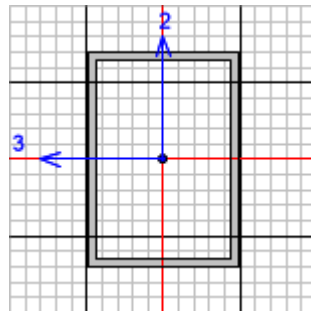
SWSTM

Reduction Vpl,Rd Eta LambdabarW
147.831 1. 0.318

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

VMajor VMajor
Left Right
Major (V2) 0.068 0.068

12.2 Scatolare 180x126x7.1



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 2437 X Mid: -36.96 Combo: SLU1 Design Type: Brace
Length: 0.919 Y Mid: 0.99 Shape: TUBO180X126X7.1 Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0. Z Mid: 0.021 Class: Class 1 Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=1. D/C Lim=1.

Aeff=0.004 eNy=0. eNz=0.
A=0.004 Iyy=1.877E-05 iyy=0.067 Wel,yy=2.086E-04 Weff,yy=2.086E-04
It=2.057E-05 Izz=1.070E-05 izz=0.051 Wel,zz=1.698E-04 Weff,zz=1.698E-04
Iw=0. Iyz=0. h=0.18 Wpl,yy=2.523E-04 Av,y=0.002
E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,zz=1.963E-04 Av,z=0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location Ned Med,yy Med,zz Ved,z Ved,y Ted
0. -52.591 -52.921 -2.298 -29.907 -4.341 -0.153

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))
D/C Ratio: 0.62 = 0.62 < 1. OK
= (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))

AXIAL FORCE DESIGN

 Ned Nc,Rd Nt,Rd
Force Capacity Capacity
Axial -52.591 1401.067 1401.067

 Npl,Rd Nu,Rd Ncr,T Ncr,TF An/Ag
 1401.067 1521.677 233625.288 26232.678 1.

Curve Alpha Ncr LambdaBar Phi Chi Nb,Rd

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

SWSTM

Major (y-y)	a	0.21	46017.511	0.179	0.514	1.	1401.067
MajorB(y-y)	a	0.21	46017.511	0.179	0.514	1.	1401.067
Minor (z-z)	a	0.21	26232.678	0.237	0.532	0.992	1389.691
MinorB(z-z)	a	0.21	26232.678	0.237	0.532	0.992	1389.691
Torsional TF	a	0.21	26232.678	0.237	0.532	0.992	1389.691

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meg, Ed Moment
Major (y-y)	-52.921	-52.921	-39.742	-42.378
Minor (z-z)	-2.298	-2.298	-0.412	-0.919

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	85.301	85.301	85.301	82.036
Minor (z-z)	66.368	66.368	66.368	

LTB	Curve d	AlphaLT 0.76	LambdaBarLT 0.249	PhiLT 0.55	ChiLT 0.962	Iw 0.	Mcr 1441.778
-----	------------	-----------------	----------------------	---------------	----------------	----------	-----------------

Factors	kw 1.	Psi 1.299	C2 0.	C3 0.727	za 0.09	zs 0.	zg 0.09	zz 0.	zj -1.
---------	----------	--------------	----------	-------------	------------	----------	------------	----------	-----------

Factors	kyy 0.8	kyz 0.24	kzy 0.48	kzz 0.401
---------	------------	-------------	-------------	--------------

SHEAR DESIGN

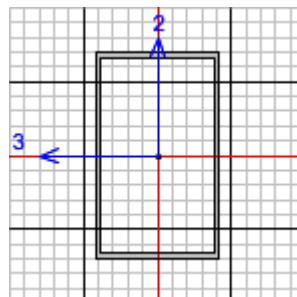
	Ved Force	Ted Torsion	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	29.907	0.117	475.827	0.063	OK
Minor (y)	4.341	0.117	333.079	0.013	OK

Reduction	Vpl, Rd 475.827	Eta 1.	LambdaBarW 0.312
-----------	--------------------	-----------	---------------------

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

Axial	P Comp -52.591	P Tens 0.
-------	----------------------	-----------------

12.3 Scatolare 300x500x12



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 160 X Mid: -6.6 Combo: SLU1 Design Type: Beam

Length: 1.2 Y Mid: 0. Shape: Scatolare 300x50Frame Type: Non Dissipative
Loc : 1.2 Z Mid: 0. Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=1. D/C Lim=1.

Aeff=0.019 eNy=0. eNz=0.
A=0.019 Iyy=6.444E-04 iyy=0.186 Wel,yy=0.003 Weff,yy=0.003
It=6.109E-04 Izz=2.910E-04 izz=0.125 Wel,zz=0.002 Weff,zz=0.002
Iw=0. Iyz=0. h=0.5 Wpl,yy=0.003 Av,y=0.007
E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,zz=0.002 Av,z=0.011

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.2	-45.901	273.638	0.087	-9.397	0.057	-11.783

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)

D/C Ratio: 0.267 = 0.01 + 0.257 + 0. < 1. OK
= NED/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kyz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.37)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial	-45.901	6296.686	6296.686			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	6296.686	6838.733	982341.91	9275.622	1.	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0.34	9275.622	0.844	0.966	0.697	4387.369
MajorB(y-y)	b 0.34	9275.622	0.844	0.966	0.697	4387.369
Minor (z-z)	b 0.34	418877.538	0.126	0.495	1.	6296.686
MinorB(z-z)	b 0.34	418877.538	0.126	0.495	1.	6296.686
Torsional TF	b 0.34	9275.622	0.844	0.966	0.697	4387.369

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Major (y-y)	273.638	273.638	267.328	268.59
Minor (z-z)	0.087	0.155	0.121	0.128

	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	1053.591	1053.591	1053.591	1053.591
Minor (z-z)	738.757	738.757	738.757	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
	d	0.76	0.043	0.441	1.	0.	610754.068

Factors	kw	Psi	C2	C3	zj
	1.	1.024	0.	0.67	
	za	zs	zg	zz	
	0.25	0.	0.25	0.	1.

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.988	0.493	0.593	0.822

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

SWSTM

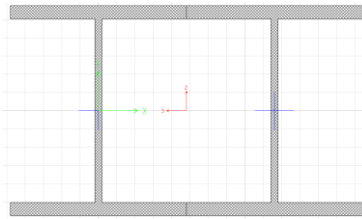
SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	9.397	11.783	2229.957	0.004	OK
Minor (y)	0.057	11.783	1405.435	4.085E-05	OK
Reduction	Vpl,Rd 2229.957	Eta 1.	LambdabarW 0.495		

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	11.634	9.397

12.4 Colonna 2 HE 360 B



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 7 X Mid: -36. Combo: SLU5 Design Type: Column
 Length: 4.5 Y Mid: 0. Shape: 2HEB-360 Frame Type: Non Dissipative
 Loc : 4.5 Z Mid: -2.25 Class: Class 3 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
 An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=1. D/C Lim=1.

Aeff=0.035 eNy=0. eNz=0. Wel,yy=0.005 Weff,yy=0.005
 A=0.035 Iyy=8.351E-04 iyy=0.155 Wel,zz=0.003 Weff,zz=0.003
 It=5.315E-04 Izz=9.873E-04 izz=0.168 Wpl,yy=0.005 Av,y=0.022
 Iw=0. Iyz=0. h=0.36 Wpl,zz=0.005 Av,z=0.009
 E=2100000000. fy=355000. fu=510000.

Iyz=0. Imax=9.873E-04 imax=0.168 Wel,zz,maj=0.003
 Rot= 90. deg Imin=8.351E-04 imin=0.155 Wel,zz,min=0.005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
4.5	-162.928	-147.808	-354.305	1.015	-61.393	0.476

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))

D/C Ratio: 0.426 = 0.014 + 0.094 + 0.318 < 1. OK
 = (Ned/NRd) + (My,Ed/My,Rd) + (Mz,Ed/Mz,Rd) (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))

AXIAL FORCE DESIGN

		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial		-162.928	11791.071	11791.071			
		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
		11791.071	12806.1	821582.313	21374.867	1.	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.49	21374.867	0.761	0.927	0.687	8095.799
MajorB(y-y)	c	0.49	174691.075	0.266	0.552	0.966	11394.19
Minor (z-z)	c	0.49	25269.574	0.7	0.867	0.725	8545.161
MinorB(z-z)	c	0.49	206521.47	0.245	0.541	0.977	11522.137
Torsional TF	c	0.49	21374.867	0.761	0.927	0.687	8095.799
MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Med, span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment		
Major (y-y)		-147.808	-147.808	-145.523	-145.98		
Minor (z-z)		-354.305	-354.305	-158.704	-197.824		
		MC,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major (y-y)		1568.617	1568.617	1568.617	1568.617		
Minor (z-z)		1112.66	1112.66	1112.66			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0.76	0.222	0.533	0.983	0.	33472.044
	kw	Psi	C2	C3			
Factors	1.	1.016	0.	0.646			
	za	zs	zg	zz	zj		
	0.18	0.	0.18	0.	0.		
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.99	0.56	1.	0.56		
SHEAR DESIGN							
		Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)		1.015	0.476	1753.222	0.001	OK	
Minor (y)		101.497	0.476	4301.734	0.024	OK	
		Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW			
Reduction		1753.222	1.	0.			

13 PIASTRA DI FONDAZIONE

L'intera struttura metallica viene collegata tramite i pilastri alla fondazione in cemento armato. Nel caso in esame si farà riferimento al tipo di giunzione riportato in figura sotto: pilastro collegato, tramite saldature a cordone d'angolo, alla piastra in acciaio che poggia su uno strato di malta espansa e tirafondi annegati nel calcestruzzo di fondazione. I materiali utilizzati sono: l'acciaio da carpenteria S355 e il calcestruzzo C25/30. Il sistema di ancoraggio della colonna metallica alla fondazione in calcestruzzo armato è costituito da una piastra di dimensioni 650x650x40 mm e da 12 tirafondi M24 di classe 8.8, disposti come riportato nella seguente figura.

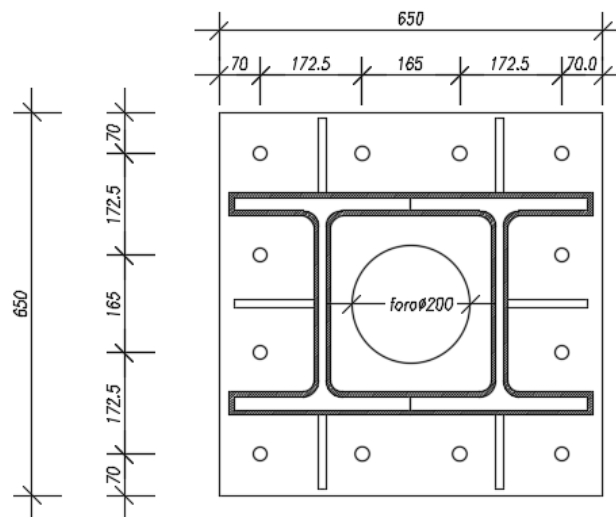


Figura 36: Piastra del giunto di base

Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni agenti alla base delle colonne metalliche ottenute per la combinazione di carico più gravosa.

	V long	V trasv	N vert	M trasv	M long
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
N vert max	47	2	228	234	194
N vert min	-47	-23	63	-57	-211
V long max	24	43	140	312	98
V trasv max	90	-1	146	143	355
M long min	-101	-1	99	148	-354
M trasv max	24	43	70	312	-236

La sezione è soggetta a pressoflessione deviata e a taglio.

Di seguito si riportano le verifiche del collegamento saldato colonna-piastra, della sezione di contatto piastra-plinto, dei tirafondi, della piastra di base e degli irrigidimenti.

13.1 Verifica del collegamento saldato colonna-piastra

La colonna risulta collegata alla piastra di acciaio tramite saldature a cordoni d'angolo che devono essere opportunamente dimensionate. La sezione resistente delle saldature, detta sezione di gola, può immaginarsi ribaltata sul piano del piatto di base.

In fase di progetto si ipotizza che l'azione tagliante maggiore è presa solo da 2 dei 4 cordoni, in particolar modo da quei 2 cordoni paralleli alla direzione tagliante. Gli altri 2 cordoni rimanenti, invece, assorbono gli sforzi provenienti dallo sforzo normale e dal momento flettente. Quindi, indicando con Cordoni 1 quelli che assorbono l'azione tagliante e con Cordoni 2 quelli che assorbono sforzo normale e momento flettente, si è proceduto in tal modo:

- Cordoni 1

$$\tau_{\parallel} = \frac{V}{2 \cdot a_1 \cdot l_1}$$

dove a_1 e l_1 sono, rispettivamente la larghezza e la lunghezza del cordone di tipo 1;

- Cordoni 2

$$n_{\perp} = \frac{\frac{N}{2} + \frac{M}{h}}{a_2 \cdot l_2}$$

dove a_2 e l_2 sono, rispettivamente la larghezza e la lunghezza del cordone di tipo 2.

Si è proceduto con le verifiche richieste dalle NTC18 al paragrafo 4.2.8.2.4 considerando le sezioni di gola ribaltate sul piano del piatto di base. La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

dove f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti β_1 e β_2 dipendono dal tipo di acciaio adottato (Tab.4.2.XIX delle NTC18) e sono rispettivamente 0.70 e 0.85.

Per le combinazioni più gravose si ottiene:

	direzione trasv				direzione long			
	tau //	n perp	1)	2)	tau //	n perp	1)	2)
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
12-SLU1Max	0.1	120.2	120.21	120.21	4.1	142.8	142.83	142.77
13-SLV2Min	2.0	114.9	114.89	114.87	4.1	28.7	28.98	28.68
10-SLV2Max	3.7	62.1	62.19	62.08	2.0	181.6	181.62	181.60
13-SLU5Max	0.1	206.1	206.06	206.06	7.8	87.3	87.63	87.28
10-SLV2Min	0.1	193.4	193.44	193.44	8.8	87.8	88.21	87.76
13-SLU5Max	3.7	128.9	128.96	128.91	2.0	178.1	178.11	178.09
		max	206.1	206.1		max	181.6	181.6
		limite	248.5	301.75		limite	248.50	301.75
		verifica	OK	OK		verifica	OK	OK

$$1) \quad \sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad \sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 183.54 \frac{N}{mm^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \frac{N}{mm^2}$$

VERIFICATO

$$2) \quad |n_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \quad |n_{\perp}| = 183.52 \frac{N}{mm^2} \leq \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \frac{N}{mm^2}$$

VERIFICATO

Le verifiche risultano essere soddisfatte per:

- Cordoni 1
a1 = 8 mm
l1 = 360 mm
- Cordoni 2
a2 = 8 mm
l2 = 620 mm

13.2 Verifica della sezione di contatto piastra-fondazione

La sezione di contatto piastra-fondazione può essere verificata come una normale sezione pressoinflessa di calcestruzzo dove i tirafondi hanno la funzione delle armature. Tale verifica è stata

eseguita tramite RC-SEC. Si è controllato che il momento resistente della sezione sia maggiore di quello agente, in particolare si è ottenuto:

$$M_{Ed,b} = 148 \text{ kNm} < M_{rd,b} = 213 \text{ kNm}$$

VERIFICATO

$$M_{Ed,a} = 354 \text{ kNm} < M_{rd,a} = 504 \text{ kNm}$$

VERIFICATO

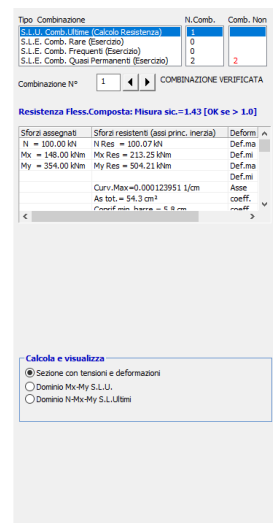
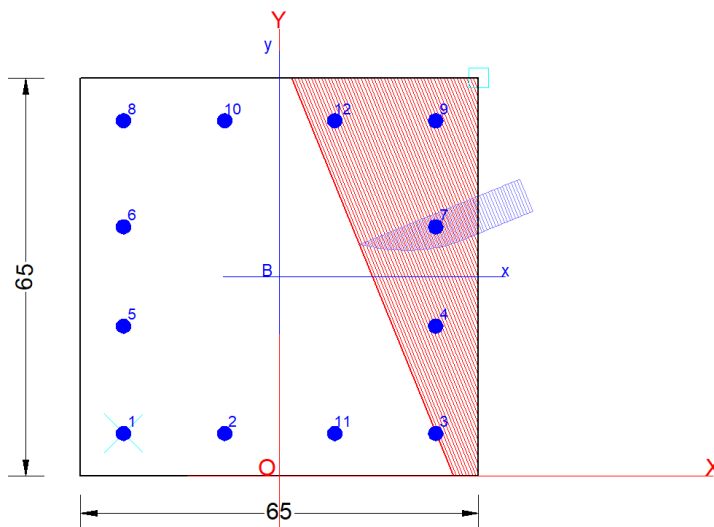


Figura 37: Verifica in RC-SEC

13.3 Verifica dei tirafondi

I tirafondi sono soggetti a trazione, a causa dello sforzo normale N e del momento flettente M, e a taglio, a causa della sollecitazione tagliante V. Facendo riferimento a quanto riportato dalle NTC18 al paragrafo 4.2.8.1.1, nel caso di presenza combinata di trazione e taglio è necessario verificare che:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

dove $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ sono, rispettivamente, le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione e $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$ sono, rispettivamente, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione.

Partendo dalla tensione massima di trazione σ_{smax} nel tirafondo, si calcola la forza di trazione F_{tEd} che sollecita il singolo tirafondo:

$\sigma_s \text{ max tirafondo}$	368.2	Mpa
$F_{t,Ed} \text{ max}$	130	kN

Dove:

$$F_{tEd} = \sigma_{smax} \cdot A$$

A è l'area del singolo tirafondo = 353 mm².

Partendo dalle sollecitazioni taglianti V_{long} e V_{trasv} , si calcola la forza di taglio nel singolo tirafondo:

$$F_{v,Ed} \max = 8 \text{ kN}$$

$$F_{vEd} = \sqrt{\left(\frac{V_{long}}{n}\right)^2 + \left(\frac{V_{trasv}}{n}\right)^2}$$

I valori della resistenza di progetto a trazione F_{tRd} e della resistenza di progetto a taglio dei bulloni sono stati calcolati facendo riferimento alle formulazioni riportate di seguito.

$$F_{tRd} = 0.9 \cdot f_{tbk} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 203.3 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 135.6 \text{ kN}$$

Si verifica quindi:

F_{v,Ed}	F_{t,Ed}	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$
kN	kN	
8	130	0.52

Per i tirafondi deve essere verificato anche l'ancoraggio, ossia bisogna eseguire la verifica allo sfilamento. Si calcola l'azione agente allo sfilamento come:

$$F_{tEd_sfilamento} = F_{tEd} = 130 \text{ kN}$$

Per i tirafondi la resistenza allo sfilamento risulta essere pari a:

$$F_{t,Rd_sfilamento} = \pi D l_{bd} f_{bd} = 203.3 \text{ kN} > F_{t,Ed} = 130 \text{ kN}$$

dove D è il diametro del tirafondo, l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio e f_{bd} è il valore di progetto della tensione di aderenza, pari a 2.68MPa.

In questo caso la lunghezza di ancoraggio minima risulta essere pari a 750mm.

13.3.1 Verifica della piastra di base

La piastra di base ha la funzione di ripartire le tensioni trasmesse dalla colonna su un'area maggiore per renderle compatibili con la resistenza del calcestruzzo. Per poter svolgere tale compito, la piastra deve essere sufficientemente rigida flessionalmente. Avendo a che fare con una piastra di base con irrigidimenti, si considera uno schema statico di trave continua appoggiata a livello degli irrigidimenti e caricata dal diagramma delle tensioni sul calcestruzzo. Per gli irrigidimenti, che verranno verificati successivamente, si considera uno schema statico di mensola.

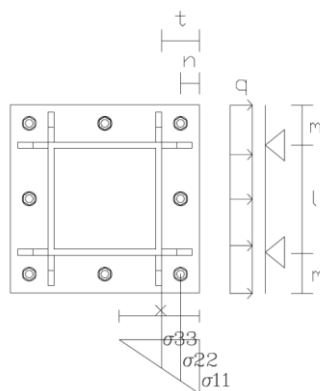


Figura 38: Schema di calcolo della piastra di base

Per la piastra si ricava:

$$q = n \cdot \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2}$$

$$M = \frac{q \cdot m^2}{2}$$

$$W = \frac{n \cdot s^2}{6}$$

dove s è lo spessore della piastra da dimensionare.

La verifica risulta essere soddisfatta per uno spessore della piastra pari a 40mm.

σ_{11}	10.80	Mpa
σ_{22}	5.36	Mpa
q	767.5	N/mm
M max	6.99E+06	Nmm
W	25333	m3
M res	8.57E+06	Nmm
Verifica	Mmax < Mres	OK

13.3.2 Verifica degli irrigidimenti

Per gli irrigidimenti, utilizzando uno schema statico di mensola come già anticipato, si considera:

$$q = t \cdot \frac{\sigma_{11} + \sigma_{33}}{2}$$

$$R_A = \frac{q \cdot l}{2} + q \cdot m$$

$$V = R_A \quad M = R_A \cdot \frac{t}{2}$$

$$\tau = \frac{V}{A_{nerv}} \quad \sigma = \frac{M}{W_{nerv}}$$

$$A_{nerv} = s_{irr} \cdot h_{irr}$$

$$W_{nerv} = s_{irr} \cdot \frac{h_{irr}^2}{6}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq \sigma_{max}$$

Gli irrigidimenti hanno spessore 15 mm e altezza 200mm, da cui si ottiene:

$$A_{nerv} = 3000 \text{ mm}^2$$

$$W_{nerv} = 100000 \text{ mm}^3$$

σ_{11}	10.80	Mpa
σ_{33}	1.63	Mpa
q	994.6	N/mm
RA=V	2.93E+05	N
M	2.35E+07	Nmm
τ	97.8	Mpa
σ	234.7	Mpa
σ_{id}	289.5	Mpa

σ_{max}	338.1	Mpa
Verifica	$\sigma_{id} < \sigma_{max}$	OK

14 FONDAZIONI

Le fondazioni delle colonne metalliche della pensilina sono costituite da plinti in c.a. aventi le dimensioni rappresentate nella figura che segue e fondati su 4 micropali di diametro 30cm.

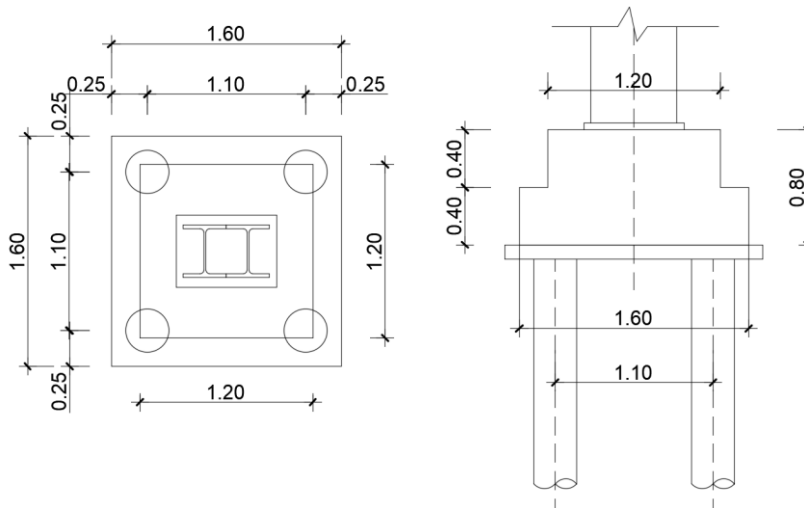


Figura 39: Plinto di fondazione

Le sollecitazioni che agiscono all'intradosso del plinto sono:

	N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
13-SLU5Max	177	427	142	90	-1
8-SLU5Min	200	-436	147	-101	-1
12-SLU1Max	268	232	236	47	2
13-SLU1Max	196	392	177	83	-1
13-SLU4Min	130	-335	59	-66	-1
10-SLU1Max	264	88	243	18	0
8-SLU4Max	156	327	49	56	-1
13-SLU5Max	177	427	142	90	-1
8-SLU5Min	200	-436	147	-101	-1
13-SLV1Max	134	406	138	81	14
8-SLV1Min	104	-405	-73	-85	-27
10-SLV2Max	180	117	345	24	42
10-SLV2Min	121	-102	-176	-21	-42
10-SLV2Max	180	213	268	24	42
13-SLV2Min	103	-320	41	-47	-23
10-SLV2Min	121	266	-176	-21	-42

13-SLER05Max	138	419	94	88	-1
8-SLER05Min	152	-424	98	-95	-1
12-SLER01Max	200	154	157	31	1
13-SLER01Max	150	263	118	56	-1
12-SLER01Max	200	154	157	31	1
13-SLER04Min	107	-222	39	-43	0
10-SLER01Max	197	59	162	12	0
8-SLER04Max	124	217	33	37	0
13-SLER05Max	138	419	94	88	-1
8-SLER05Min	152	-424	98	-95	-1
	kN	kNm	kNm	kN	kN

Ripartendo rigidamente le sollecitazioni tra i 4 micropali, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime per ciascun micropalo:

	Nmax	Nmin	Tmax
SLE	276	-199	24
SLU	315	-215	25
SLV	280	-213	22
	kN	kN	kN

14.1 VERIFICHE DEL MICROPALO

Nei paragrafi che seguono si riportano le verifiche geotecniche e strutturali del micropalo.

La combinazione di verifica è la A1+M1+R3; dal momento che all'interno del foglio di calcolo sono state inserite le sollecitazioni già combinate (massimi valori per le combinazioni SLU/SLV), sono stati adottati i coefficienti delle azioni (γ_G e γ_Q) unitari. In ogni caso, sono stati considerati gli adeguati valori per i coefficienti di riduzione delle resistenze (γ_s e γ_s traz), come indicato al § 6.4.3.1.1 delle NTC2018.

14.1.1 Verifica a compressione

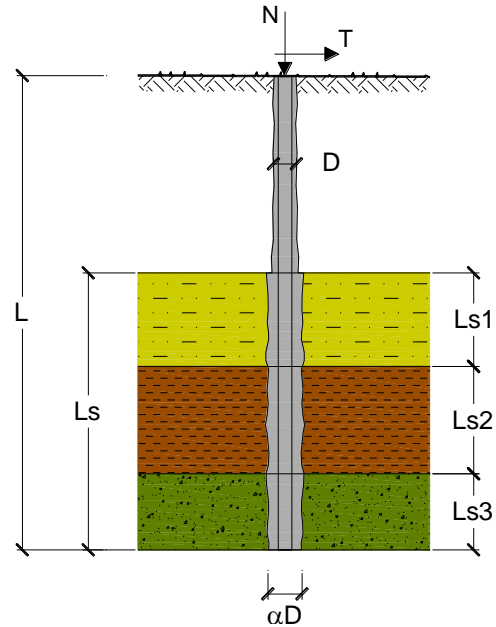
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	315	0.00	314.78
T (kN)	25	0.00	25.38



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **11.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4667 (mm²)
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.016E+07 (mm⁴)
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 208 109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 5.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is _i (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
	5.00	1.10	0.33	0.040	0.040	0.020	106.06
	6.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	254.54
			0.00			0.000	0.00

L_s = 11.00 (m) QI = 360.60 (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta 15% Qp = 54.09 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

Qlim = 414.69 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

Fs = 1.32

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 0.97 (N/mm²)

$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = P_k / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$P_k = 4049.35$ (MN) $\eta = 12.86$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.546$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 23.26$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 179.19$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -44.30$ (N/mm²)

$\tau = 10.87$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 180.18$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

14.1.2 Verifica a trazione

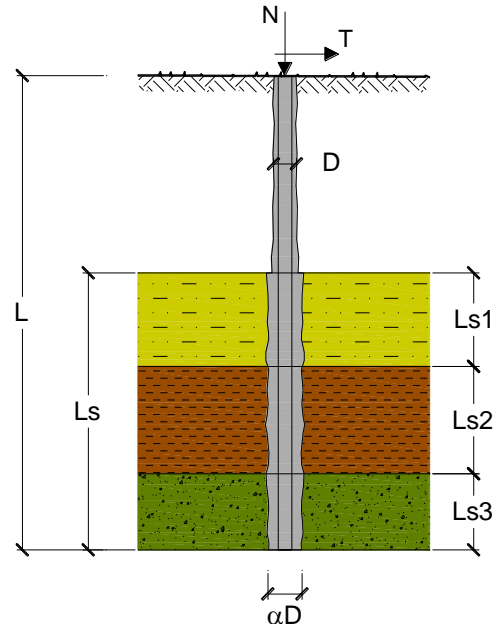
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-215	0.00	-214.77
T (kN)	25	0.00	25.38



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.10	1.20	1.30	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **11.00 (m)**

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø193,7 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4667 (mm²)
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 2.016E+07 (mm⁴)
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 208 109 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)
 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05
 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)
 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 5.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is _i (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
	5.00	1.10	0.33	0.040	0.040	0.019	97.57
	6.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.038	234.18
			0.00			0.000	0.00

L_s = 11.00 (m) QI = 331.75 (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

Qp = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

Qlim = 331.75 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

Fs = 1.54

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 0.97 (N/mm²)

$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = P_k / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$P_k = 4049.35$ (MN) $\eta = --$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.546$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 23.26$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 65.73$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -157.76$ (N/mm²)

$\tau = 10.87$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 158.88$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

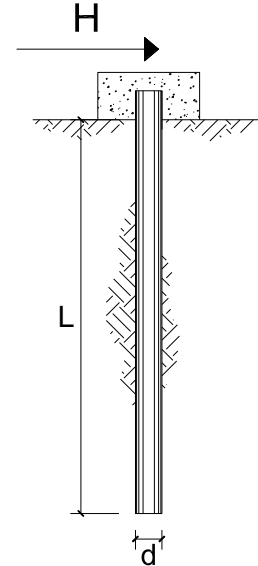
14.1.3 Verifica per forza orizzontale

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.40

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{ \left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2 }$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	11.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	70.36	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	25.00	(°)	φ'_{min} =	25.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	25.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	25.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}}$ =	2.46	(-)	$k_{p_{min}}$ =	2.46 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	14.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	25	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 1878.24 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 1878.24 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 632.48 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 632.48 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 88.46 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 88.46 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 88.46 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 88.46 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 52.04 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 40.03 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 25.00 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.60$$

15 CALCOLO DELLE INCIDENZE

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	Area	TotalMass
Text	Text	Text	m	m	m	m	m2	ton
2HEB-360	S355	SD Section					0.0349	7.4
Scatolare 300x500x12	S355	Box/Tube	0.5	0.3	0.012	0.012	0.0186	9.0
TUBO100X50X4	S355	Box/Tube	0.1	0.05	0.004	0.004	0.0011	4.7
TUBO180X126X7.1	S355	Box/Tube	0.18	0.126	0.0071	0.0071	0.0041	12.5
tot.								33.6

Plinto incidenza = 150 kg/m³

Cordoli incidenza = 100 kg/m³

16 PENSILINA PER LE BICI

Si riporta, nei paragrafi che seguono, il dimensionamento della pensilina delle bici.

La pensilina è realizzata mediante una struttura portante scatolare, in acciaio, di dimensioni 200x100x4mm, come indicato nelle immagini sottostanti. Il passo degli elementi portanti è di 2.40 m.

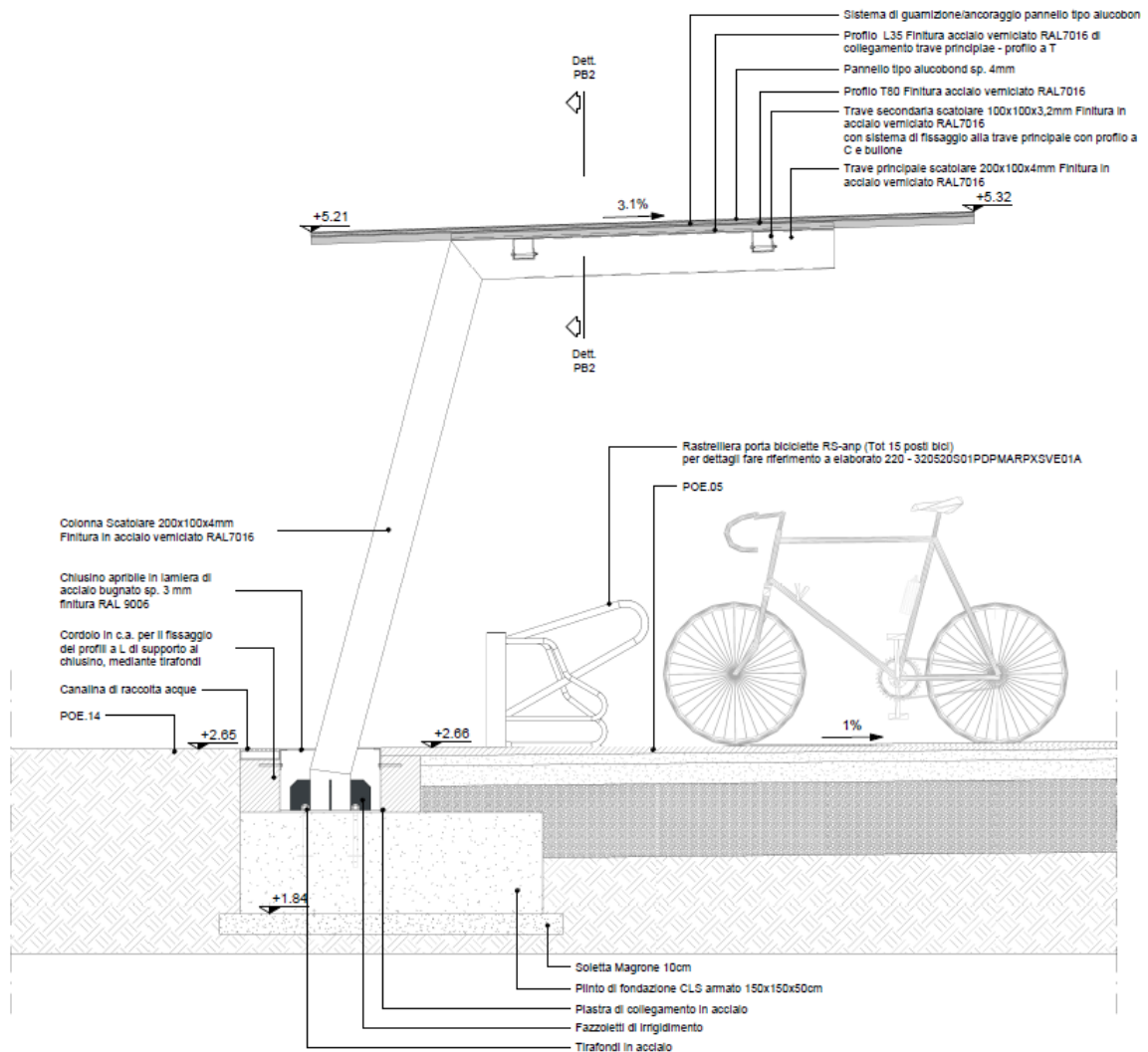


Figura 40: Sezione pensilina bici

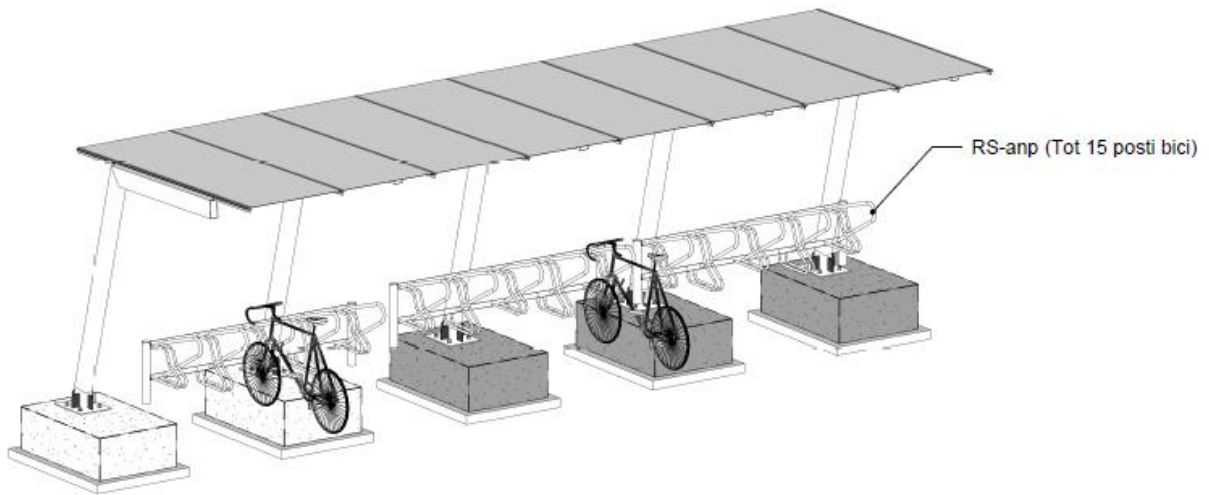


Figura 41: Vista assonometrica pensilina bici

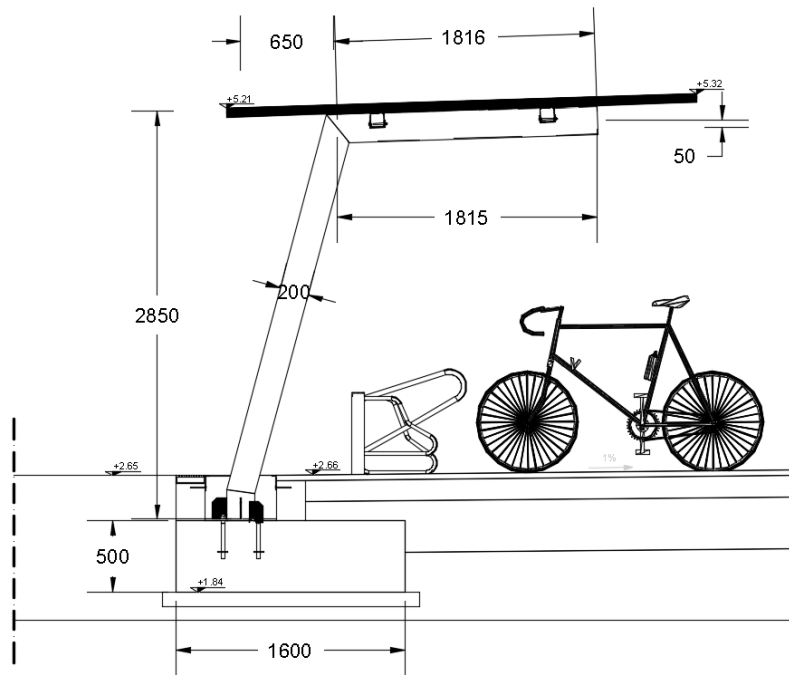


Figura 42: Sezione di carpenteria

16.1 Analisi dei carichi

A seguire si riportano le condizioni di carico che verranno spiegate nel dettaglio nel presente capitolo.

TABLE: Load Pattern Definitions	
LoadPat	DesignType
Text	Text
G1	Dead
G2	Dead
Qk1_H manutenzione	Live
Qk3_vento	Wind
Qk4_neve	Snow
ΔT	Temperature
Ex	Response Spectrum
Ez	Response Spectrum

16.1.1 Pesì propri G1-G2

I pesì propri strutturali sono calcolati in automatico dal programma di calcolo strutturale sulla base delle caratteristiche dei materiali utilizzati.

Per i pesì propri portati sulla copertura si considera un pannello di spessore 5mm. Si considera un incremento del carico per tener conto della maggiore larghezza della copertura rispetto all'elemento modellato.

portati copertura

sp 5 mm
q 0.39 kN/m²
q 1.4 kN/m

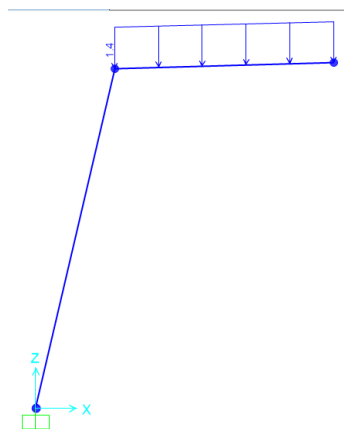


Figura 43: Applicazione dei carichi permanenti portati

16.1.2 Carichi variabili Qk1

Copertura non praticabile, accessibile per sola manutenzione (Cat. H1; Tab.3.1.II):	0.50
-------------------------------------------------------------------------------------	------

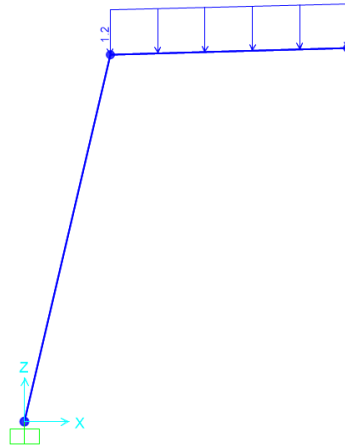


Figura 44: Applicazione dei carichi accidentali per manutenzione

16.1.3 Carico neve Qk2

Segue il calcolo del carico neve secondo le norme vigenti.

1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): [m]

1.2 zona:

<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verban-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo **0.60** **[kN/m²]**

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta **C_e=1**. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

3.1.1 Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

c_E **1.00**

3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Il coefficiente topografico vale:

c_t **1.00**

3.2 Coefficiente di forma

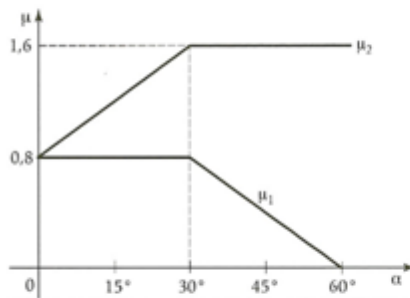
3.2.1 Inclinazione della falda α (1)

2 [deg]

3.2.2 Inclinazione della falda α (2)

0 [deg]

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1 (\alpha_1)$	0.80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0.80
$\mu_2 (\alpha)$	0.83

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1 (\alpha)$	0.80	$0.8(60-\alpha)/30$	0.00
$\mu_2 (\alpha)$	$0.8+0,8 \alpha/30$	1.60	0.00

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

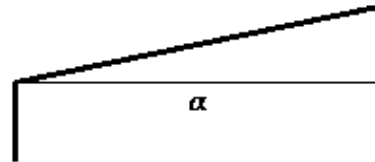
C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda	2 [deg]
--------------------	---------

0.48 kN/mq μ_1

μ_1	0.80
---------	------



I carichi sopra citati sono stati applicati direttamente sulla trave di copertura. Si considera un incremento del carico per tener conto della maggiore larghezza della copertura rispetto all'elemento modellato.

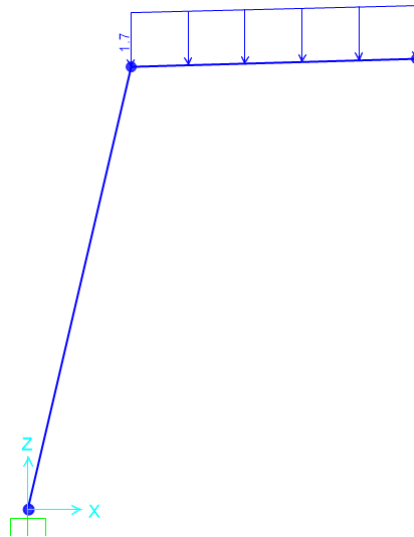


Figura 45: Applicazione del carico da neve

16.1.4 Carico vento Qk3

A seguire il calcolo dell'azione del vento.

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria
 (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

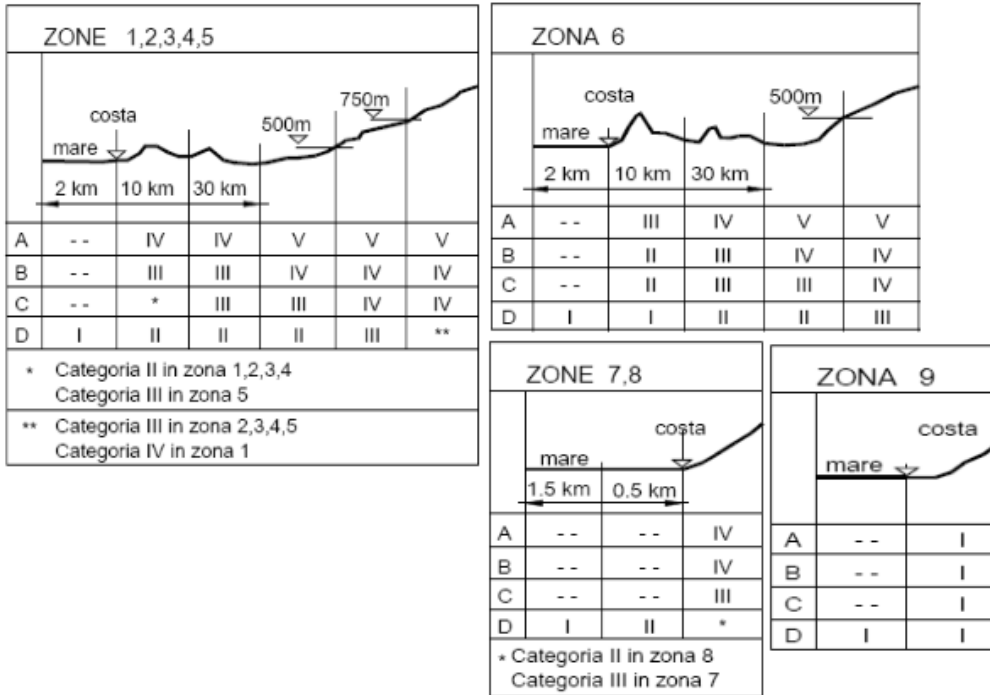
Distanza dalla costa

T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

0	[m]
2	[km]
50	[anni]
II	

Categoria di esposizione



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	v_{b0} [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1.00

v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

c_d

1.00

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t 1.00

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

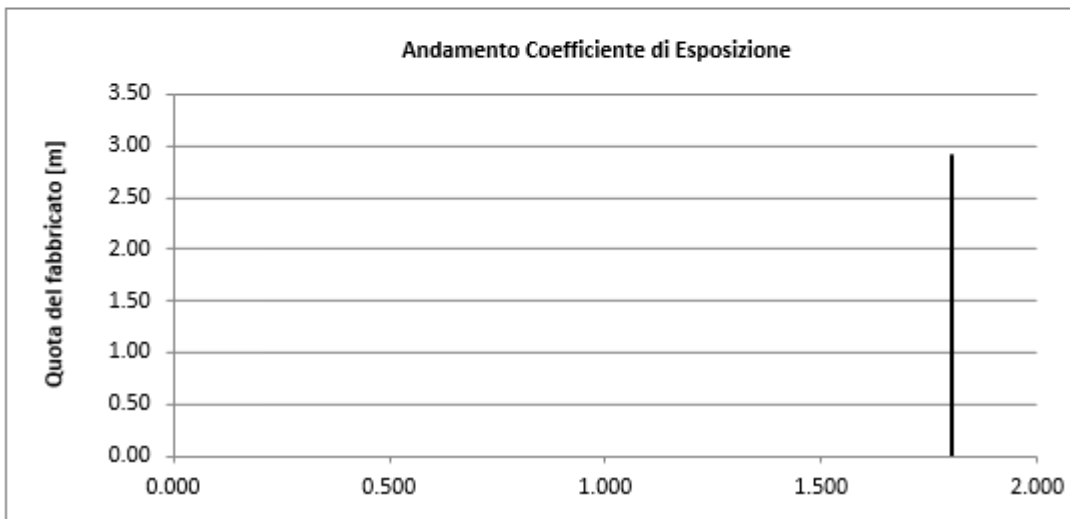
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.19	0.05	4.00

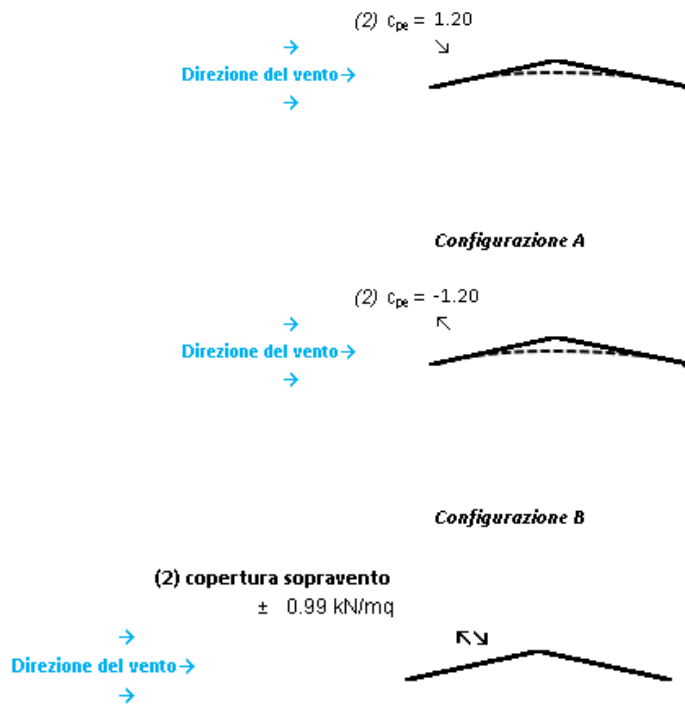
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.80	$z < 4.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	1.80	$z = 2.80$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	1.80	$z = 2.90$



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



I carichi sopra citati sono stati applicati direttamente sulle travi di copertura come mostrato a seguire. Si considera un incremento del carico per tener conto della maggiore larghezza della copertura rispetto all'elemento modellato.

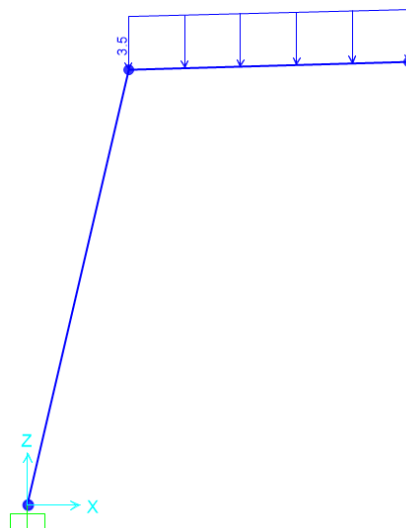


Figura 46: Applicazione dell'azione del vento

16.1.5 Variazioni termiche

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II delle NTC2018.

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Figura 47: Valori di ΔT_u per gli edifici (Tab. 3.5.II delle NTC2018)

Nel caso in esame, si tiene conto della sola componente ΔT_u e in particolare si assume $\Delta T_u = \pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$ per tutta la struttura. Il coefficiente di dilatazione termica vale $\alpha = 0.00001$.

16.1.6 Azione sismica

Per le azioni sismiche si rimanda a quanto definito al § 6.7 della presente relazione.

16.2 Combinazioni di carico

I carichi sopra descritti sono stati combinati come a seguire.

TABLE: Combination Definitions								
ComboName	G1	G2	Qk1_H	Qk2	Qk3	ΔT	Ex	Ez
Text								
SLU01	1.3	1.5	0	0.75	1.5	0.9	0	0
SLU02	1.3	1.5	0	0.75	-1.5	0.9	0	0
SLU03	1.3	1.5	0	0.75	0.9	1.5	0	0
SLU04	1.3	1.5	0	0.75	-0.9	1.5	0	0
SLU05	1.3	1.5	0	1.5	0.9	0.9	0	0
SLU06	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	0.9	0	0
SLER01	1	1	0	0.5	1	0.6	0	0
SLER02	1	1	0	0.5	-1	0.6	0	0
SLER03	1	1	0	0.5	0.6	1	0	0
SLER04	1	1	0	0.5	-0.6	1	0	0
SLER05	1	1	0	1	0.6	0.6	0	0
SLER06	1	1	1	0.5	0.6	0.6	0	0
SLEF	1	1	0	0	0	0	0	0
SLEQP	1	1	0	0	0	0	0	0
SLV01	1	1	0	0	0	0	1	0.3
SLV02	1	1	0	0	0	0	0.3	1
SLD01	1	1	0	0	0	0	1	0.3
SLD02	1	1	0	0	0	0	0.3	1

16.3 Modellazione

La modellazione è stata eseguita con il programma di calcolo strutturale ad elementi finiti SAP2000. Gli elementi strutturali sono stati modellati come elementi *frame*. I pesi propri portati e tutti i carichi accidentali sono stati aggiunti come carico sugli elementi modellati.

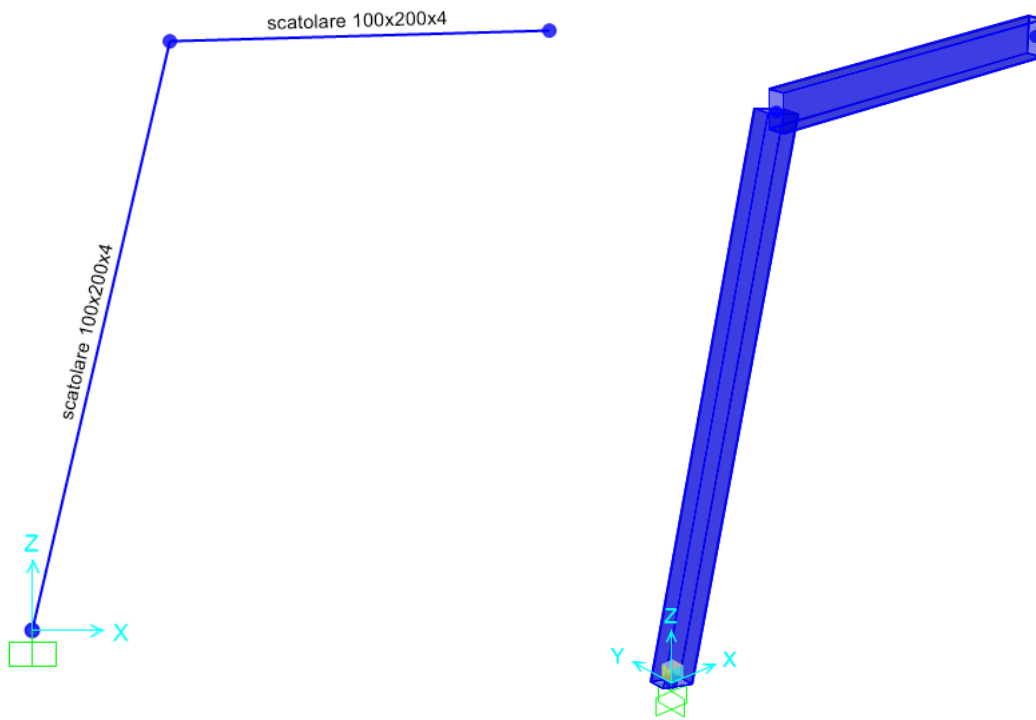


Figura 48: Modello di calcolo EF

SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	Area	TotalWt	TotalMass
Text	Text	Text	m	m	m	m	m2	KN	KN-s2/m
scatolare 100x200x4	S355	Box/Tube	0.2	0.1	0.004	0.004	0.002336	0.841	0.08572

16.4 Analisi delle deformazioni e verifiche degli spostamenti

A seguire si riportano gli spostamenti dei nodi del modello.

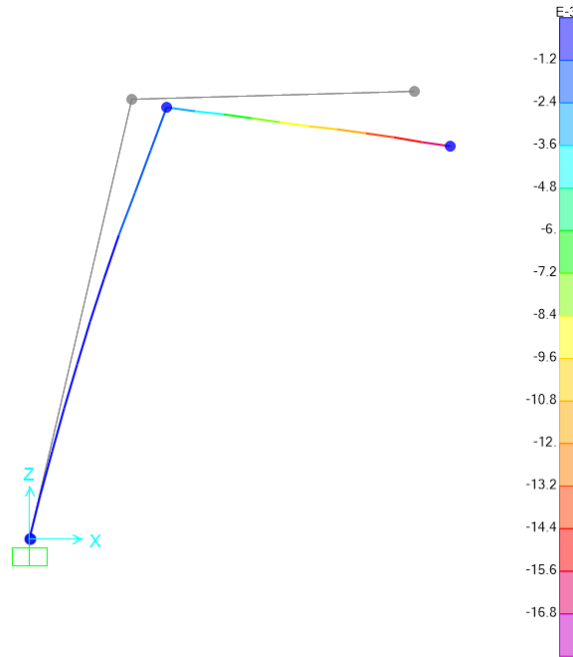


Figura 49: Massimi spostamenti verticali per carichi variabili

La freccia massima relativa per la trave di copertura indotta dai soli carichi variabili è pari a:

$$f = 16.8 \text{ mm} \quad \text{combinazioni SLE caratteristica – carichi accidentali}$$

$$f_{\max}/L = 16.8 \text{ mm} / (2 * 1815 \text{ mm}) = 0.0046 < 1/200 = 0.005 \quad \text{VERIFICATO}$$

16.5 Analisi delle sollecitazioni

A titolo di esempio si riportano i diagrammi di sollecitazione dell'involucro massimo delle combinazioni SLU e SLV.

Moment 3-3 Diagram (ENV SLU/SLV - Max/Min)

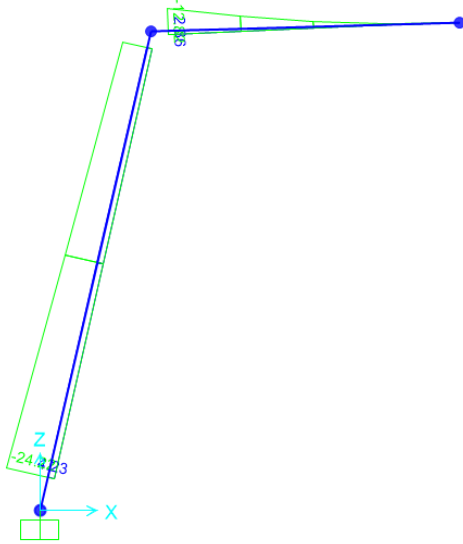


Figura 50: Momento flettente

Shear Force 2-2 Diagram (ENV SLU/SLV - Max/Min)

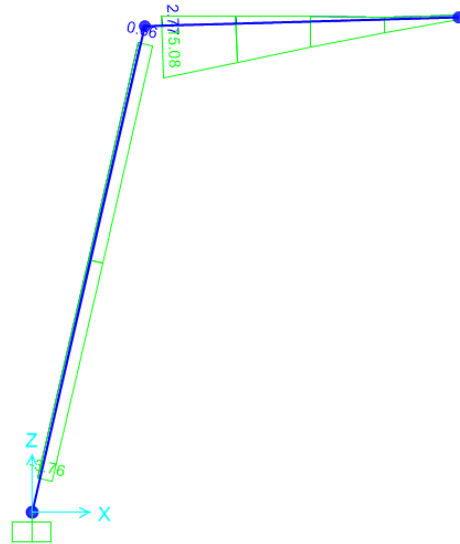


Figura 51: Taglio

Axial Force Diagram (ENV SLU/SLV - Max/Min)

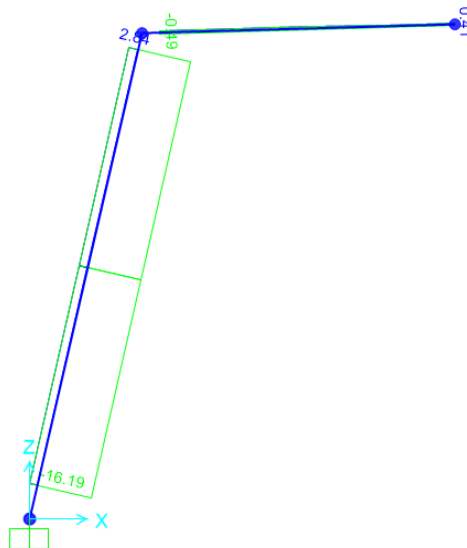


Figura 52: Sforzo normale

16.6 Verifiche strutturali

Le verifiche riportate di seguito sono di tipo grafico, condotte attraverso il programma sulla base della normativa di riferimento. Dall'involuppo delle sollecitazioni scaturenti da tutte le combinazioni viene eseguita la verifica di ogni singolo elemento della struttura. Ad ognuno di essi viene associato un valore dato dal rapporto fra le sollecitazioni agenti (combinare fra loro) più limitanti e quelle resistenti. Se tale valore (coefficiente di verifica) è compreso fra 0 ed 1 il singolo elemento risulta essere verificato. Nella legenda delle immagini di verifica è riportata una mappa cromatica associata all'immagine con il relativo coefficiente di verifica.

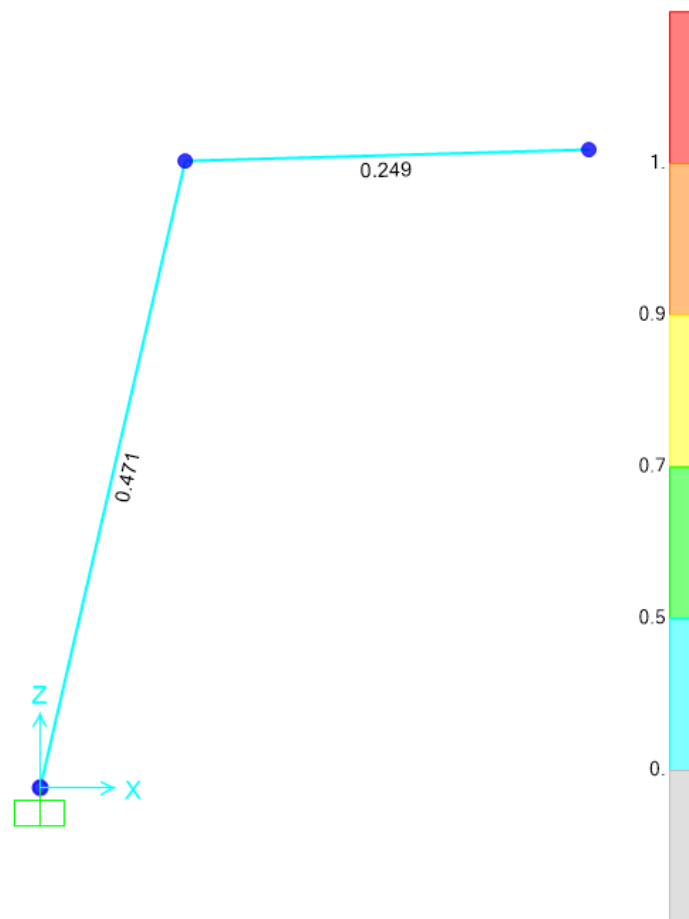
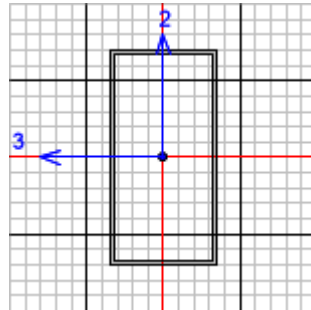


Figura 53: Verifica grafica pensilina

Come si può osservare la struttura risulta verificata.

Seguono, a titolo di esempio di come il programma verifica ogni sezione, i dettagli del calcolo dell'elemento maggiormente sollecitato.



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 3 X Mid: 0.325 Combo: SLU1 Design Type: Brace
Length: 2.874 Y Mid: 0. Shape: scatolare 100x20 Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.2 Z Mid: 1.4 Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method Both MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=1.

Aeff=0.002 eNy=0. eNz=0.
A=0.002 Iyy=1.240E-05 iyy=0.073 Wel,yy=1.240E-04 Weff,yy=1.240E-04
It=9.700E-06 Izz=4.208E-06 izz=0.042 Wel,zz=8.415E-05 Weff,zz=8.415E-05
Iw=0. Iyz=0. h=0.2 Wpl,yy=1.521E-04 Av,y=8.000E-04
E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,zz=9.373E-05 Av,z=0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.2	-16.187	-24.225	0.	-3.758	0.	0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))
D/C Ratio: 0.471 = 0.471 < 1. OK
= (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-16.187	789.79	789.79	789.79	857.779	110178.631	1315.796	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.34	3878.553	0.462	0.652	711.21
MajorB(y-y)	b	0.34	3878.553	0.462	0.652	711.21
Minor (z-z)	b	0.34	1315.796	0.794	0.916	575.142
MinorB(z-z)	b	0.34	1315.796	0.794	0.916	575.142
Torsional TF	b	0.34	1315.796	0.794	0.916	575.142

MOMENT DESIGN

Med Moment	Med,span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
---------------	--------------------	-----------------	------------------

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

SWSTM

Major (y-y)	-24.225	-24.225	-19.479	-20.428
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.

	MC,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	51.434	51.434	51.434	47.153
Minor (z-z)	31.689	31.689	31.689	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0.76	0.309	0.589	0.917	0.	565.639

Factors	kw	Psi	C2	C3	
	1.	1.222	0.	0.671	
	za	zs	zg	zz	zj
	0.1	0.	0.1	0.	-1.

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.848	0.61	0.509	1.017

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	3.758	0.	299.826	0.013	OK
Minor (y)	0.	0.	156.159	0.	OK

Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
	299.826	1.	0.666

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P	P
	Comp	Tens
Axial	-16.187	0.

16.7 Nodo di collegamento alla fondazione

La colonna della pensilina è collegata al plinto di fondazione tramite una piastra in acciaio, di dimensioni 40x30 cm e spessore 15 mm, saldata alla colonna e 6 tirafondi M12 di classe 8.8.

Le sollecitazioni che agiscono alla base della colonna sono:

		F orizz long	N vert	M long
		KN	KN	KN-m
SLU	Max	0.0	16.7	4.3
SLU	Min	0.0	-2.2	-25.0
SLV	Max	1.0	4.1	-0.9
SLV	Min	-1.0	2.7	-8.3

16.7.1 Verifica dei tirafondi

I tirafondi sono soggetti a trazione, a causa dello sforzo normale N e del momento flettente M, e a taglio, a causa della sollecitazione tagliante V. Facendo riferimento a quanto riportato dalle NTC18 al paragrafo 4.2.8.1.1, nel caso di presenza combinata di trazione e taglio è necessario verificare che:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

dove $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ sono, rispettivamente, le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione e $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$ sono, rispettivamente, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione.

Si ha:

num tot tirafondi	6 -
interasse long tirafondi	0.35 m
num tirafondi per fila	3 -
N trazione max tirafondo	24.2 kN
F taglio max tirafondo	0.2 kN

Da cui:

Fv,Ed	Ft,Ed	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$
kN	kN	
0.2	24.2	0.36

I valori della resistenza di progetto a trazione F_{tRd} e della resistenza di progetto a taglio dei bulloni sono stati calcolati facendo riferimento alle formulazioni riportate di seguito.

$$F_{tRd} = 0.9 \cdot f_{tbk} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 48.6 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 32.4 \text{ kN}$$

$$A_{res} = 84.3 \text{ mm}^2$$

Per i tirafondi deve essere verificato anche l'ancoraggio, ossia bisogna eseguire la verifica allo sfilamento. Si calcola l'azione agente allo sfilamento come:

$$F_{tEd_sfilamento} = F_{tEd} = 24.2 \text{ kN}$$

Per i tirafondi la resistenza allo sfilamento risulta essere pari a:

$$F_{t,Rd_sfilamento} = \pi D l_{bd} f_{bd} = 30.5 \text{ kN} > F_{t,Ed} = 24.2 \text{ kN}$$

dove D è il diametro del tirafondo, l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio e f_{bd} è il valore di progetto della tensione di aderenza, pari a 2.68 MPa.

In questo caso la lunghezza di ancoraggio minima risulta essere pari a 300mm.

16.7.2 Verifica delle saldature

Si è proceduto con le verifiche richieste dalle NTC18 al paragrafo 4.2.8.2.4 considerando le sezioni di gola ribaltate sul piano del piatto di base. La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

dove f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti β_1 e β_2 dipendono dal tipo di acciaio adottato (Tab.4.2.XIX delle NTC18) e sono rispettivamente 0.70 e 0.85.

Per le combinazioni più gravose, considerando un'altezza di gola di 5mm e una lunghezza della singola saldatura di 100 mm (sul lato corto del montante), si ottiene:

	Verifica saldature			
	tau //	n perp	1)	2)
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
SLUMax	0.0	16.7	16.71	16.71
SLUMin	0.0	2.5	2.49	2.49
SLVMax	1.0	4.1	4.17	4.06
SLVMin	1.0	2.6	2.74	2.57
SLEMax	0.0	11.2	11.22	11.22
SLEMin	0.0	1.6	1.58	1.58

max 16.7 16.7
 limite 248.50 301.75
 verifica OK OK

1) $\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ $\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 183.54 \frac{N}{mm^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \frac{N}{mm^2}$

VERIFICATO

2) $|n_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$ $|n_{\perp}| = 183.52 \frac{N}{mm^2} \leq \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \frac{N}{mm^2}$

VERIFICATO

16.8 Plinto di fondazione

Le fondazioni della pensilina sono costituite da plinti in c.a. aventi le dimensioni 1.60x1.20m e spessore 0.50m e peso 24 kN ciascuno.

Le sollecitazioni che agiscono all'intradosso del plinto sono:

	Ned vert	M ed long	Ved long
	kN	kNm	kN
SLU1	47.9	18.3	0.0
SLU2	29.0	3.4	0.0
SLU3	44.1	14.0	0.0
SLU4	32.7	0.9	0.0
SLU5	46.4	16.6	0.0
SLU6	47.3	17.7	0.0
SLE1	35.2	12.2	0.0
SLE2	22.6	2.3	0.0
SLE3	32.7	9.3	0.0
SLE4	25.1	0.6	0.0
SLE5	34.2	11.1	0.0
SLE6	34.8	11.8	0.0
SLV1Max	28.1	-1.0	1.0
SLV1Min	26.7	7.5	-1.0
SLV2Max	27.7	1.3	0.5
SLV2Min	27.0	5.1	-0.5

Si riporta la verifica a capacità portante della fondazione diretta.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

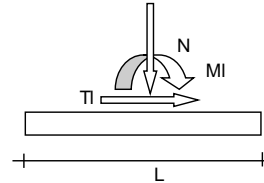
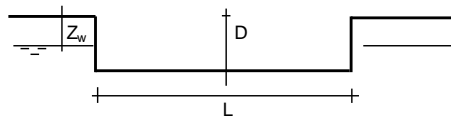
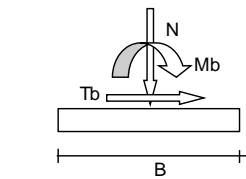
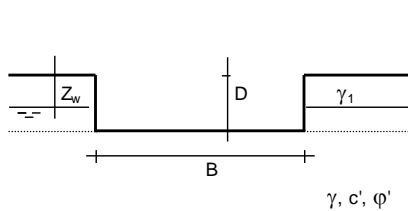
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

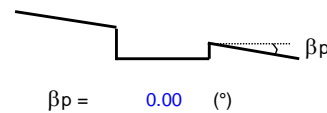
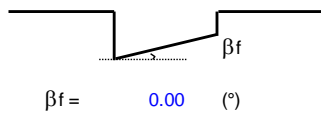
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 1.60 (m)
L = 1.20 (m)
D = 0.70 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	48.00		48.00
Mb [kNm]	18.00		18.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	1.00		1.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	1.00	0.00	1.00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 14.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 14.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 22.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 22.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 4.20 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 0.38 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 0.85 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.20 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 9.80 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 14.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 7.82$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 16.88$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 7.13$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.33$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.29$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.72$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.59 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.41 \quad m = 1.59 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi)}$$

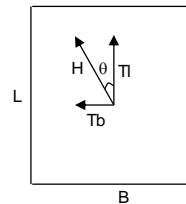
$$i_q = 0.97$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.96$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.95$$



Carico limite unitario

$$q_{lim} = 148.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 47.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 64.76 \geq q = 47.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 1.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' \cdot B \cdot L^*$$

$$S_d = 19.39 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 17.63 \geq H_d = 1.00 \quad (\text{kN})$$

16.9 Incidenza del plinto

Il plinto della pensilina per le bici ha incidenza pari a 70 kg/m³.