

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 RAMPA 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 S L	R C	S X	E 0 2 A	

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

Controllo Qualità

QA & QC	Verificato	Approvato	Autorizzato
	<i>M. Italiano</i>	<i>F. Bordon</i>	<i>R. Vangeli</i>

Soggetto Tecnico	Data	Referente di Progetto	Data
<i>F. Cerrone</i>	dic. 2020	<i>A. Martino</i>	

POSIZIONE ARCHIVIO

LINEA

= = = =

SEDE TECNICA

□ □ □ □ □ □

NOME DOC.

□ □ □ □ □ □

NUMERAZIONE

□ □ □ □ □ □

Verificato e Trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

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

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

INDICE

1	SCOPO DEL LAVORO	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
1.1	NORME E/O LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE RELATIVE ALL'ACCESSIBILITÀ	8
1.2	NORME E/O LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE	8
1.3	NORME NAZIONALI	10
1.4	MANUALI, SPECIFICHE, ISTRUZIONI, PRESCRIZIONI, ETC. DI RFI, ATTINENTI LE OPERE CIVILI DI RFI	11
1.4.1	<i>Opere civili</i>	11
1.4.2	<i>Impianti elettrici – Rete di terra e protezione dalle scariche atmosferiche</i>	14
1.4.3	<i>Impianti speciali – TVCC</i>	14
1.4.4	<i>Impianti speciali – IaP informazioni al pubblico</i>	14
1.4.5	<i>Impianti ascensori e scale mobili</i>	15
1.4.6	<i>Linea di Contatto</i>	15
1.5	TARIFFE DI RFI	15
3	DESCRIZIONE DEL PROGETTO	16
3.1	NUOVA FERMATA FERROVIARIA	16
3.1.1	<i>Scelte di progetto</i>	16
3.1.2	<i>I fabbricati storici della Fermata Pompei Scavi</i>	19
3.1.3	<i>Dotazioni funzionali</i>	22
3.1.4	<i>Pensiline</i>	22
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	24
5	MATERIALI	24
5.1	CALCESTRUZZO	24
5.1.1	<i>Soletta</i>	24
5.1.2	<i>Muri di elevazione</i>	25
5.1.3	<i>Fondazione</i>	26
5.1.4	<i>Micropali di fondazione</i>	26

5.2	ACCIAIO	27
5.2.1	Acciaio da cemento armato	27
5.2.2	Acciaio da carpenteria metallica	27
5.2.3	Bulloni	28
6	RAMPA IN ACCIAIO	29
6.1	ANALISI DEI CARICHI	29
6.1.1	Pesi propri $G1-G2$	29
6.1.2	Carichi variabili $Qk1$	30
6.1.3	Carico neve $Qk2$	32
6.1.4	Carico vento $Qk3$	36
6.1.5	Variazioni termiche	40
6.1.6	Azione sismica	40
6.1.7	Cedimenti vincolari	44
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	45
6.3	MODELLAZIONE	45
6.4	ANALISI MODALE	48
6.4.1	Stato limite di vibrazioni	48
6.5	ANALISI E VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI	49
6.6	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI	51
6.7	VERIFICHE STRUTTURALI	54
6.7.1	Trave longitudinale principale - 2H450	55
6.7.2	Elementi trasversali (Sezione variabile 450-250mm)	56
6.7.3	Trave perimetrale	58
6.7.4	$\varnothing 457$ sp.30mm	60
6.7.5	Effetti dovuti alla presenza delle forature nelle anime delle travi	61
6.7.6	Note sulla modellazione delle travi con ala inferiore inclinata	64
6.8	SOLETTA SU LAMIERA GRECATA	66
6.9	NODO DI COLLEGAMENTO TRAVE-COLONNA	71
6.9.1	Verifica del perno della cerniera	73
6.9.2	Ritegni trasversali sulle colonne	75
6.10	UNIONE FLANGIATA TRAVI LONGITUDINALI PRINCIPALI	76
6.11	UNIONE TRA TRAVI TRASVERSALI E TRAVI PERIMETRALI	78

6.12 GIUNTI.....	82
6.13 DISPOSITIVO DI APPOGGIO SULLA RAMPA IN C.A.....	82
6.14 RITEGNI TRASVERSALI IN CORRISPONDENZA DELLA RAMPA IN C.A.	84
6.15 PIASTRA DI BASE	86
6.15.1 Verifica dei tirafondi.....	87
6.15.2 Verifica della piastra di ancoraggio al plinto.....	89
6.16 PLINTO DI FONDAZIONE.....	91
6.16.1 Verifiche del micropalo.....	92
6.17 SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO PER MANUTENZIONE.....	101
6.18 CALCOLO DELLE INCIDENZE.....	104
7 PORTALE DI INGRESSO.....	105
7.1 ANALISI DEI CARICHI	106
7.1.1 Pesì propri G1-G2.....	106
7.1.2 Carico accidentale da manutenzione Qk1.....	107
7.1.3 Carico neve Qk2.....	108
7.1.4 Carico vento Qk3	109
7.1.5 Variazioni termiche	109
7.1.6 Azione sismica.....	110
7.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	110
7.3 MODELLAZIONE.....	111
7.4 ANALISI E VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI.....	111
7.5 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI.....	112
7.6 VERIFICHE STRUTTURALI	114
7.6.1 Profilo doppio C.....	115
7.7 NODO DI BASE	118
7.7.1 Verifica dei bulloni	119
7.7.2 Verifica degli inghisaggi.....	121
8 RAMPA IN C.A.	122
8.1 ANALISI DEI CARICHI	123

8.1.1	Pesi propri $G1-G2$	123
8.1.2	Carichi variabili $Qk1$	124
8.1.3	Carico neve $Qk2$	124
8.1.4	Carico vento $Qk3$	125
8.1.5	Variazioni termiche	128
8.1.6	Azione sismica	129
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO	129
8.3	MODELLAZIONE	129
8.4	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI	130
8.5	VERIFICHE A FLESSIONE SOLETTA SP. 30CM	132
8.6	VERIFICHE A FLESSIONE SETTO SP. 30CM	135
8.7	VERIFICHE A FLESSIONE FONDAZIONE SP. 50CM	137
8.8	VERIFICHE A TAGLIO SEZIONE SPESSORE 30 CM	140
8.9	VERIFICHE A TAGLIO FONDAZIONE	141
8.10	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA FONDAZIONE	142
8.11	CALCOLO DELLE INCIDENZE	148

1 SCOPO DEL LAVORO

Oggetto della presente relazione sono i calcoli e le verifiche strutturali della Rampa di accesso alla Piastra di scavalco 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^a 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^a 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 dell’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

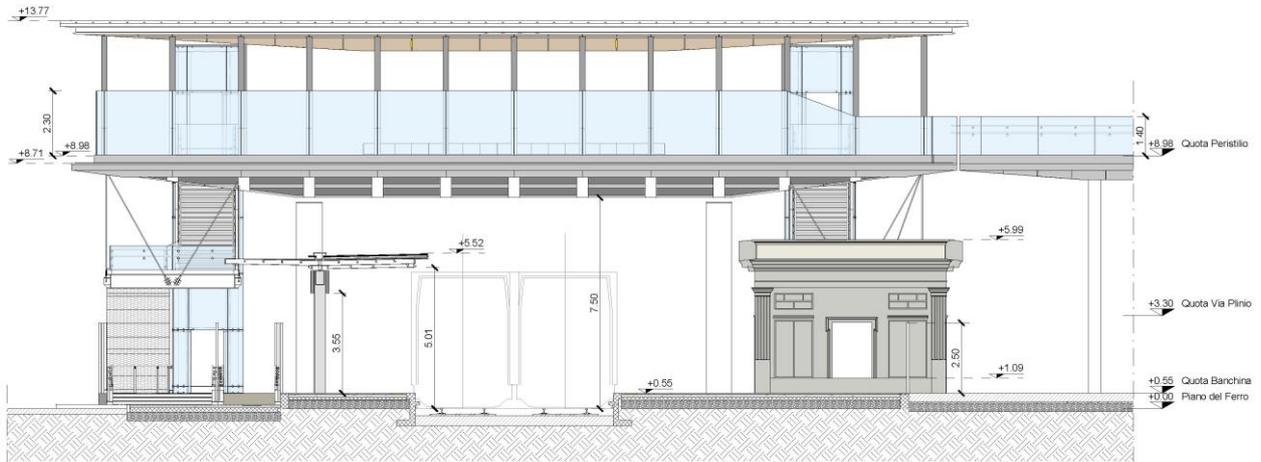


Figura 2: Prospetto est della piastra di collegamento



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

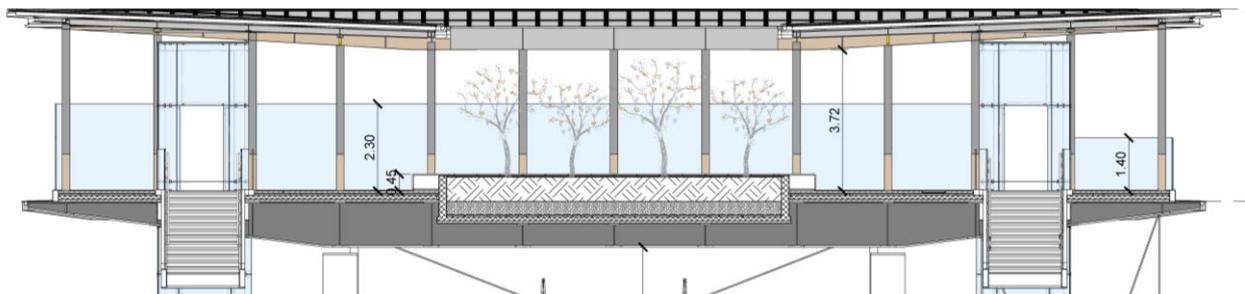


Figura 4: Dettaglio sezione trasversale

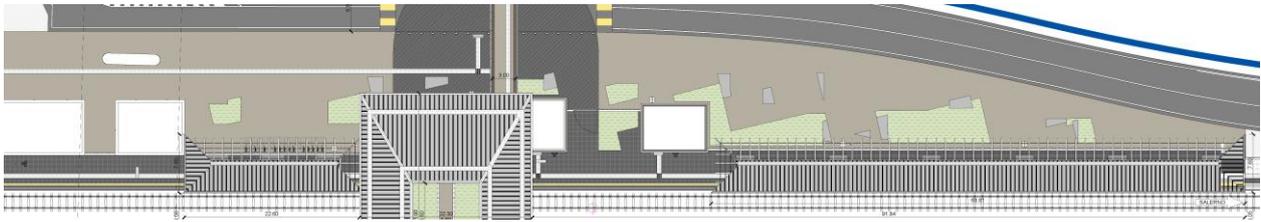


Figura 5: Parco lineare

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.

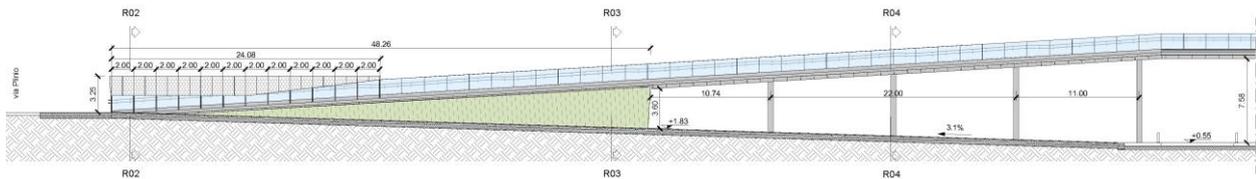


Figura 6 Passerella pedonale

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.

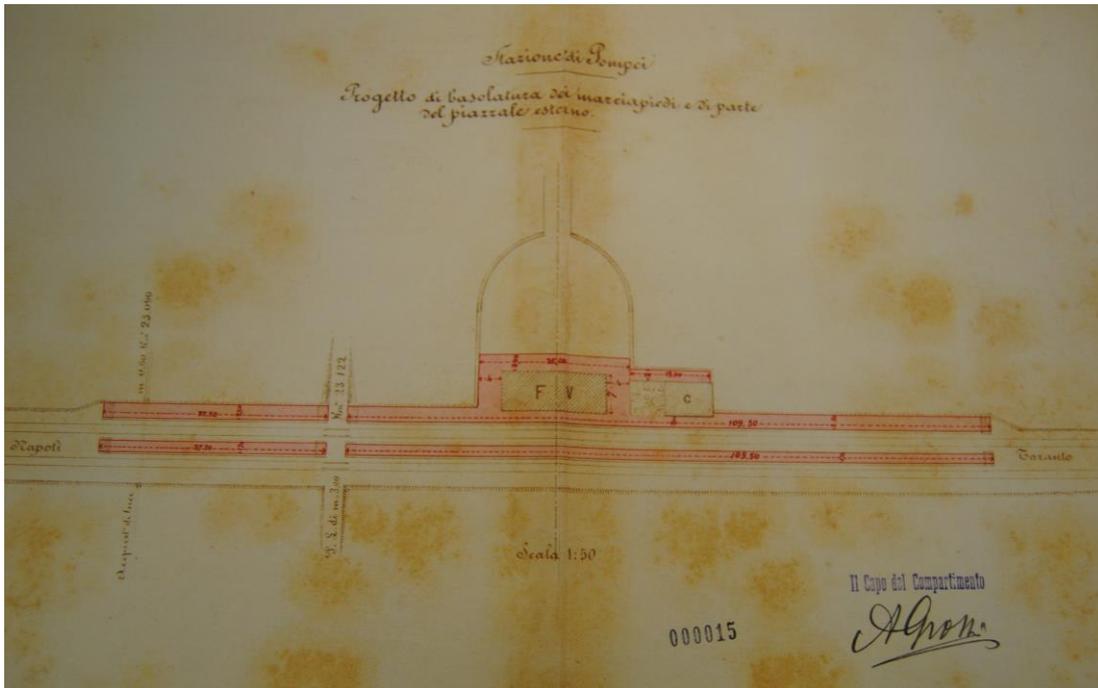


Figura 7: planimetria del progetto di basolatura del piazzale e dei marciapiedi della Ex fermata di Pompei scavi - fonte archivio storico FS

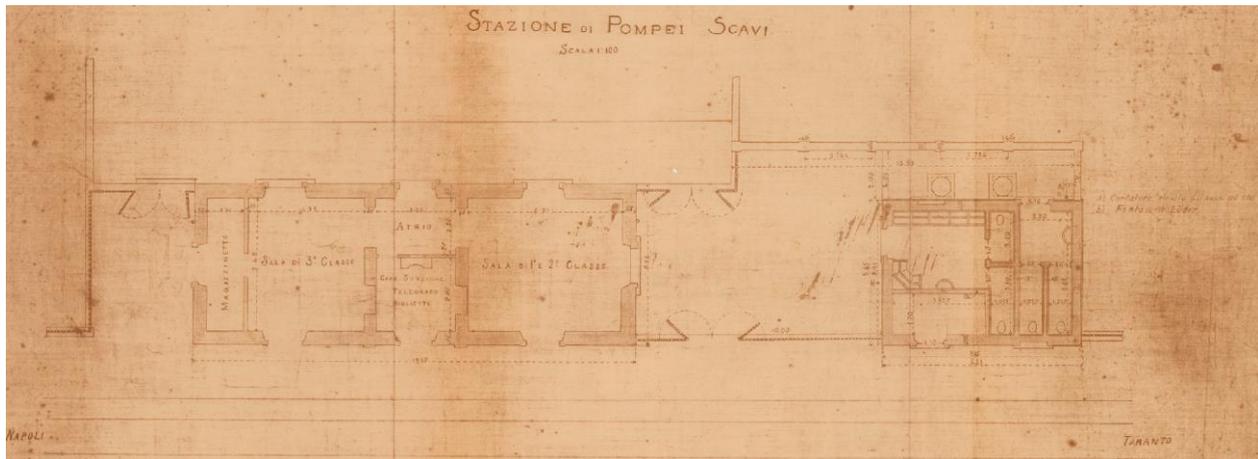


Figura 8: planimetria dei fabbricati della Ex fermata di Pompei scavi - fonte archivio storico FS

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

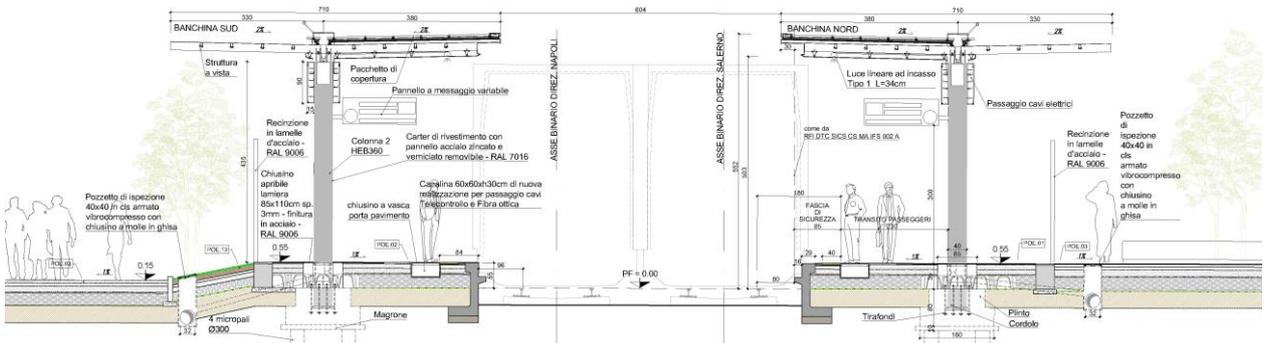


Figura 13: Sezione tipologica pensilina di banchina

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si assumono i seguenti parametri geotecnici dei terreni di 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 4.20m di profondità 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 Soletta

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 30/37 ($R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

 **POLITECNICA**
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

SWSTM

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28 \text{ N/mm}^2$$

5.1.2 Muri di elevazione

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 30/37 ($R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28 \text{ N/mm}^2$$

5.1.3 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)
 $\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 11.21 \text{ N/mm}^2$

5.1.4 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

5.2.1 Acciaio da cemento armato

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

5.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Profilati: S 355

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

5.2.3 Bulloni

- Tipo di acciaio Classe 8.8
- Resistenza ultima di rottura per tensioni normali $f_{tb} = 640 \text{ MPa}$
- Resistenza di snervamento per tensioni normali $f_{yb} = 800 \text{ MPa}$
- $\gamma_{M2} = 1.25$
- $\gamma_{M3} = 1.25$ (SLU); $\gamma_{M3} = 1.10$ (SLE)
- $\gamma_{M7} = 1.10$

6 RAMPA IN ACCIAIO

6.1 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_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

6.1.1 Pesì propri G1-G2

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

I pesì propri portati sono elencati a seguire:

Pacchetto con lamiera grecata + calcestruzzo + finiture	4.5	kN/m ²
Parapetto (su entrambi i lati)	1.1	kN/m

I carichi sopra citati sono stati applicati come mostrato a seguire:

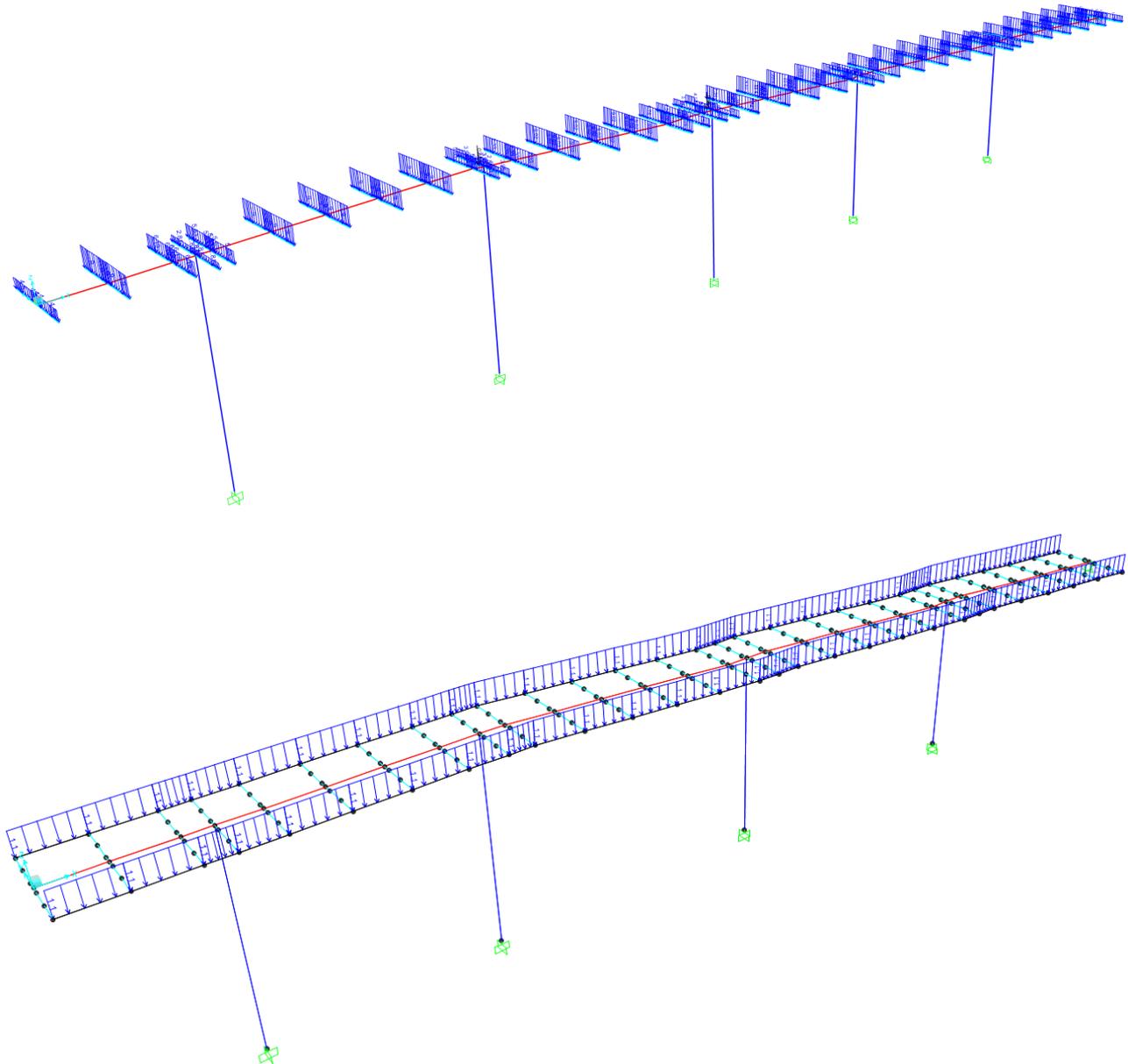


Figura 14: Applicazione dei pesi propri portati

6.1.2 Carichi variabili Qk1

Passerella pedonale – folla compatta	5.00
--------------------------------------	------

Si considerano i seguenti casi:

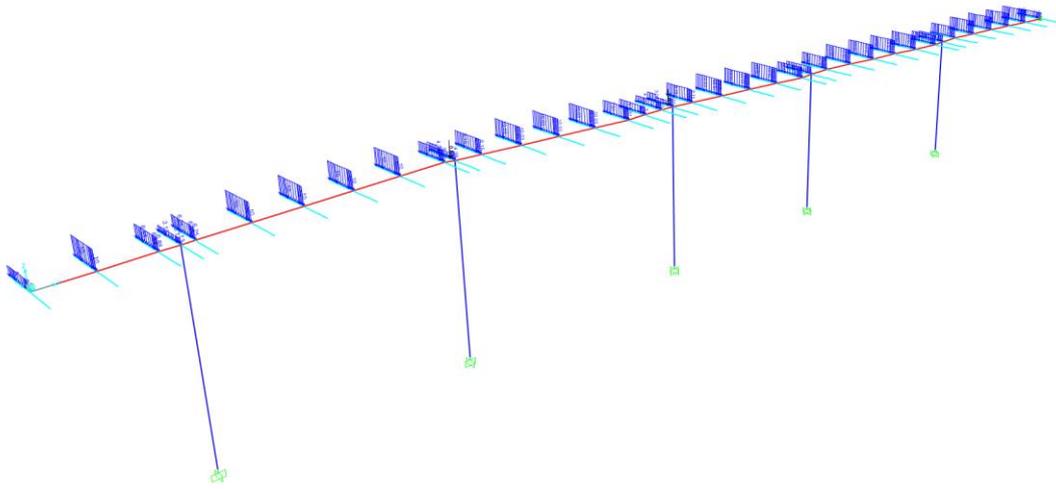


Figura 15: Applicazione dei carichi variabili Q_{k1} – 1° caso

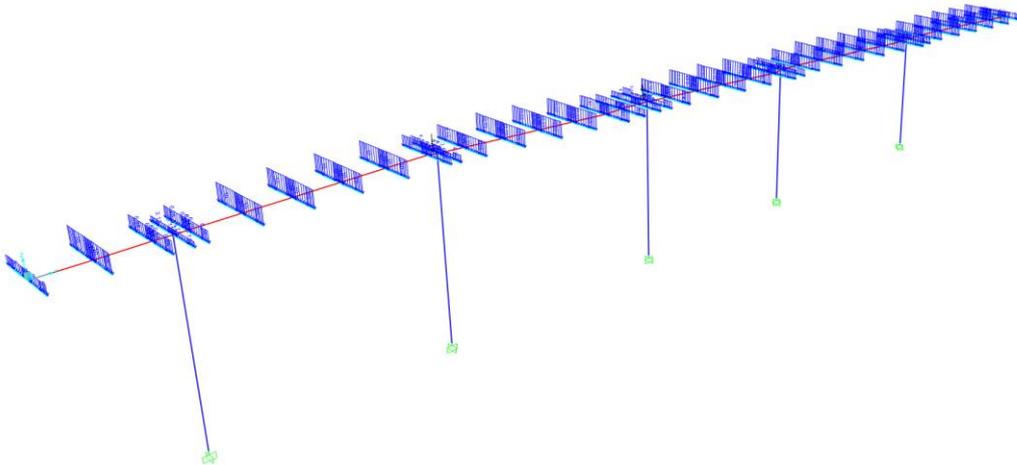


Figura 16: Applicazione dei carichi variabili Q_{k1} – 2° caso

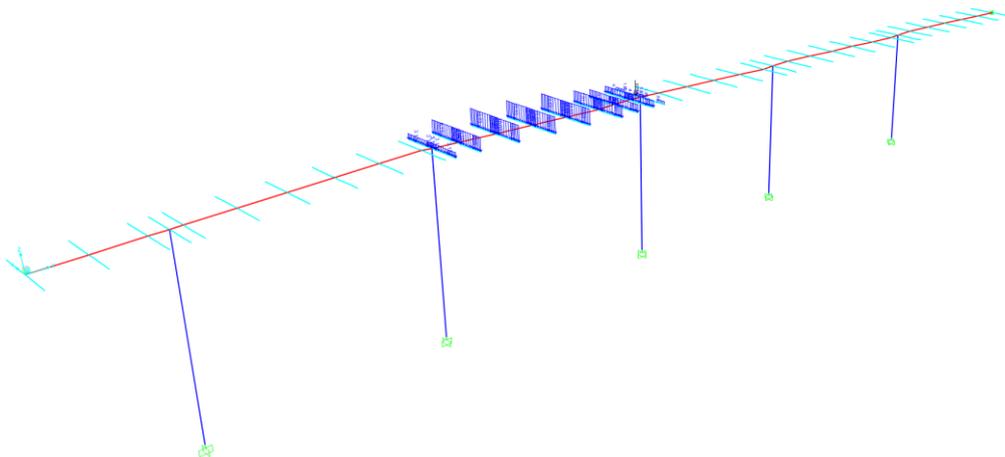


Figura 17: Applicazione dei carichi variabili Q_{k1} – 3° caso

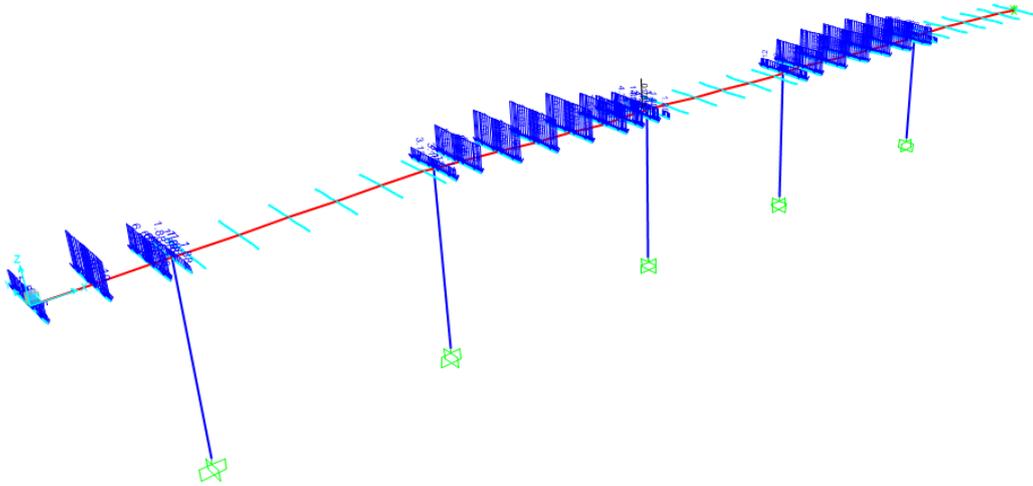


Figura 18: Applicazione dei carichi variabili Q_{k1} – 4° caso

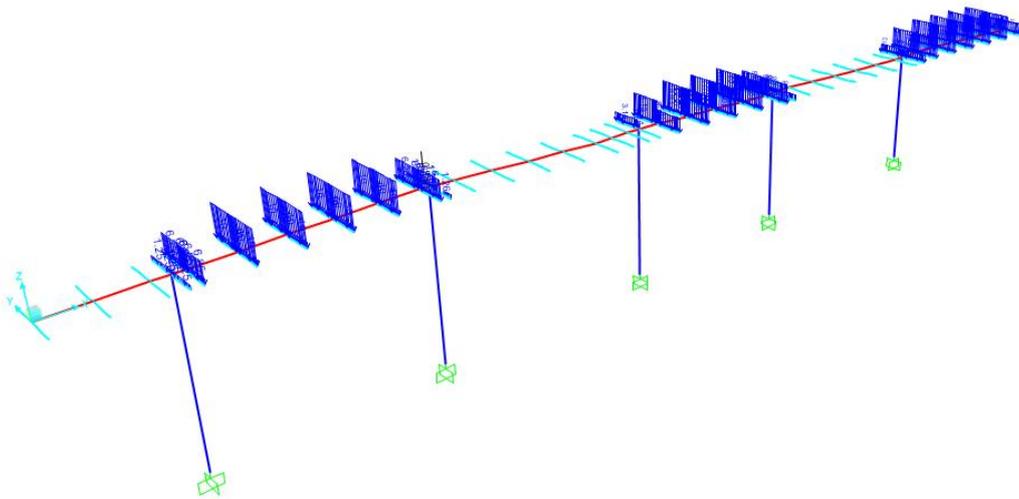


Figura 19: Applicazione dei carichi variabili Q_{k1} – 5° caso

In fase di manutenzione si considera $Q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$

6.1.3 Carico neve Q_{k2}

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

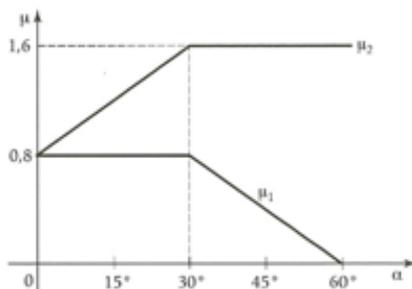
3.2.1 Inclinazione della falda α (1)

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)

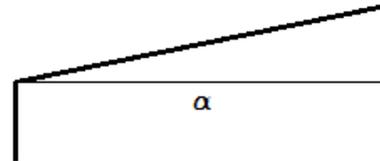
4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

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:

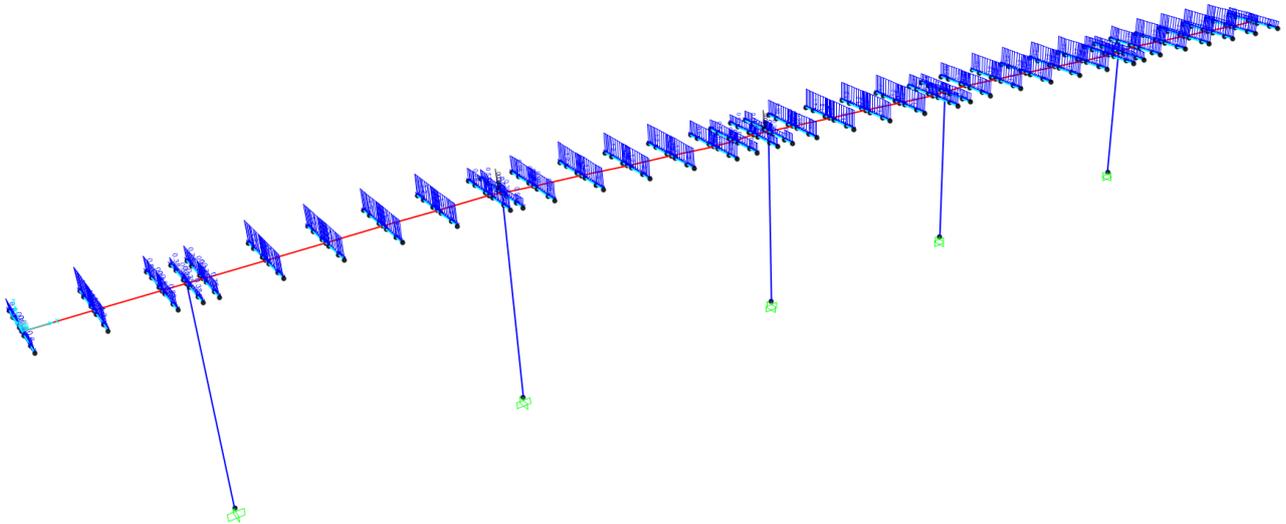


Figura 20: Applicazione del carico neve

6.1.4 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):

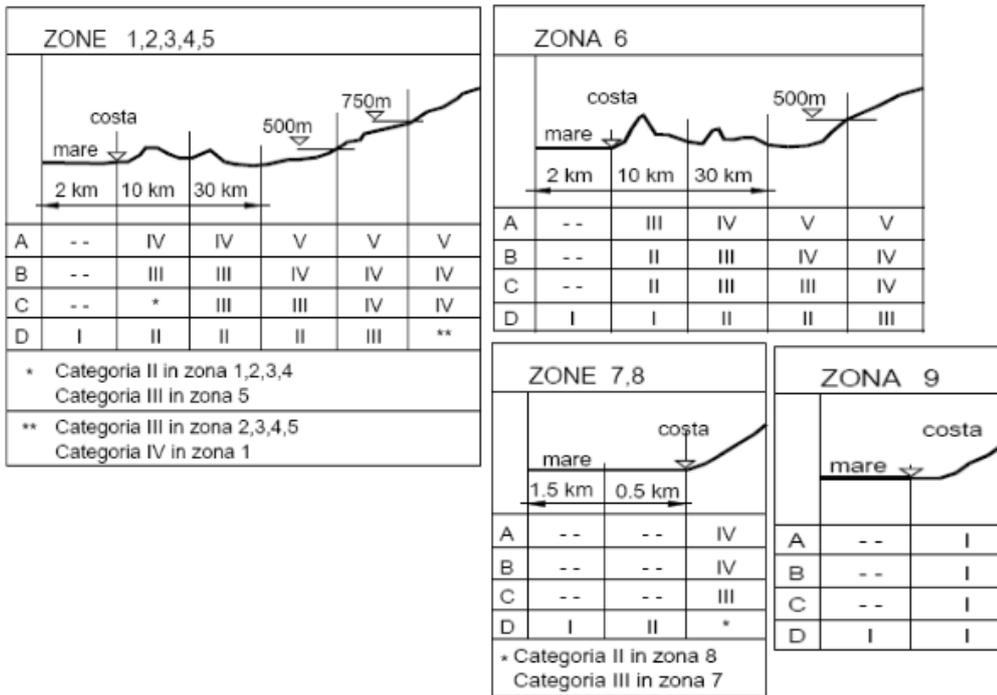
Distanza dalla costa

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	$v_{b,0}$ [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

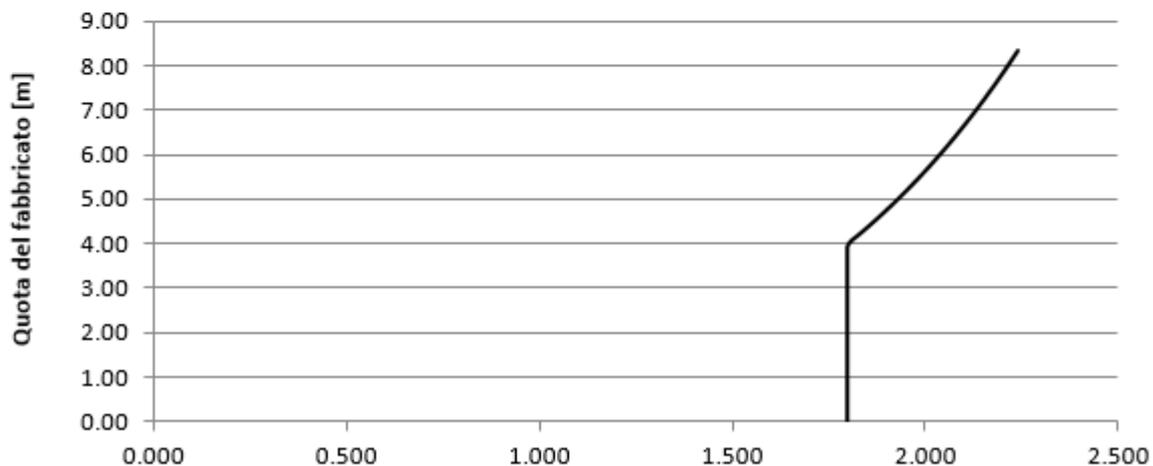
$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

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	$C_{e,\text{gronda}}$	2.24	$z = 8.35$
Coefficiente di esposizione al colmo	$C_{e,\text{colmo}}$	2.24	$z = 8.35$

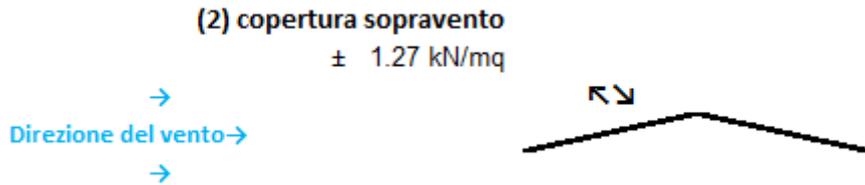
Andamento Coefficiente di Esposizione



Coefficiente di forma

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

È 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.



Lungo i parapetti vetrati di protezione (H=2,20m) disposti lungo il perimetro della piastra, agisce una pressione ortogonale, con coefficiente di pressione $c_p=1,2$

Ne consegue un valore di pressione del vento pari a:

$$p = p \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p = 1.3 \text{ kN/m}^2$$

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

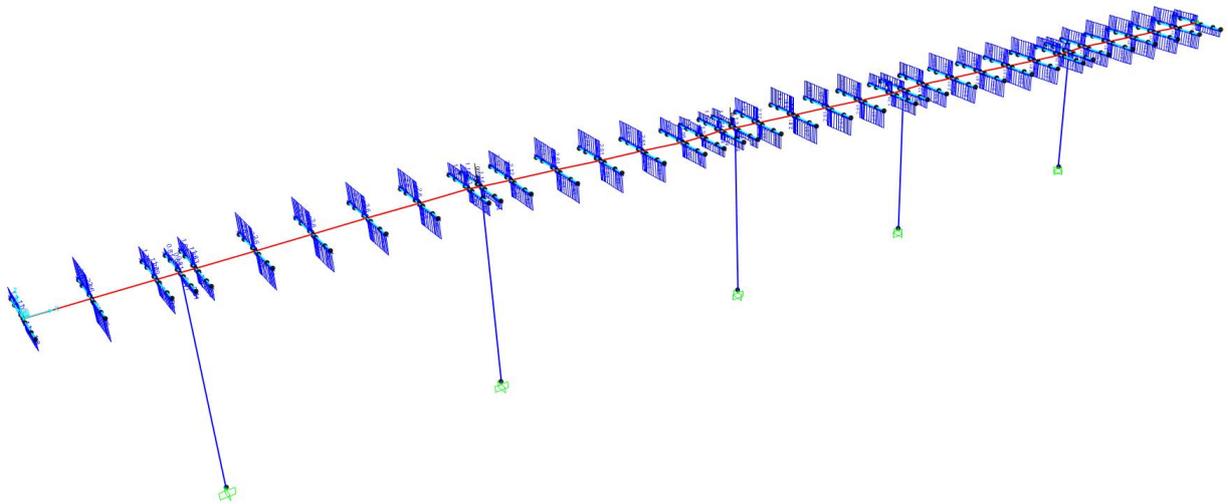


Figura 21: Applicazione dell'azione del vento - asimmetrico

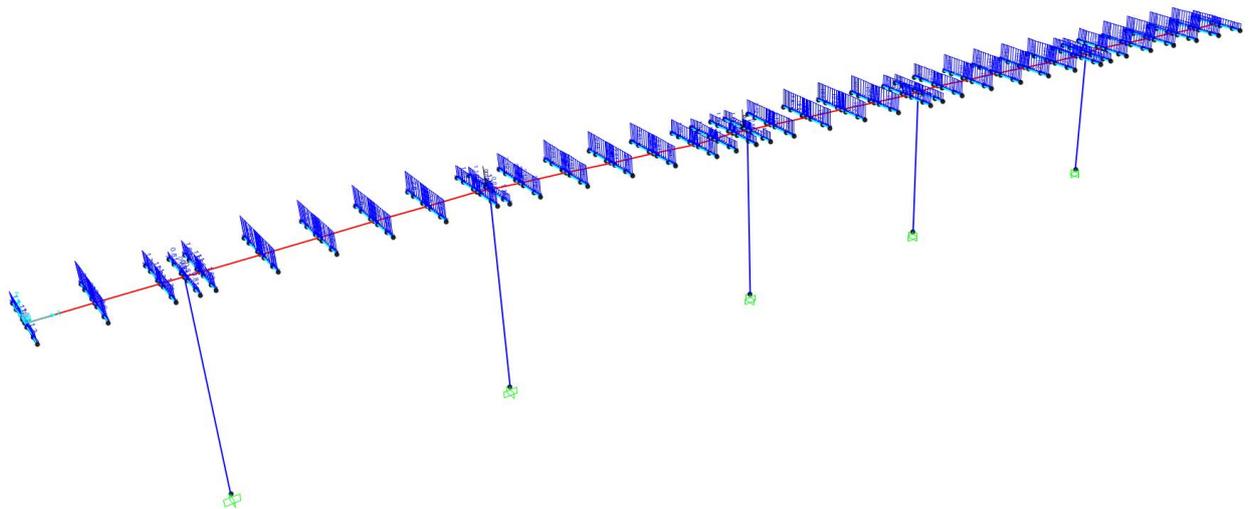


Figura 22: Applicazione dell'azione del vento - simmetrico

6.1.5 Variazioni termiche

Relativamente alle variazioni termiche sono state considerate le seguenti distorsioni termiche, in seconda fase:

- variazione termica uniforme per gli elementi strutturali in acciaio $\pm 25^{\circ}\text{C}$ (strutture in acciaio esposte)
- gradiente termico tra soletta e trave metallica $\pm 5^{\circ}\text{C}$

6.1.6 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

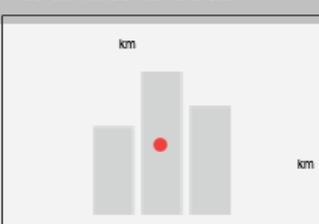
Grafici spettri di risposta

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



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 così 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 - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

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 info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_S = 1.500$ $C_C = 1.459$ info

$h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Fattore q_s Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

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

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

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 23: 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 24: Parametri sismici SLD

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

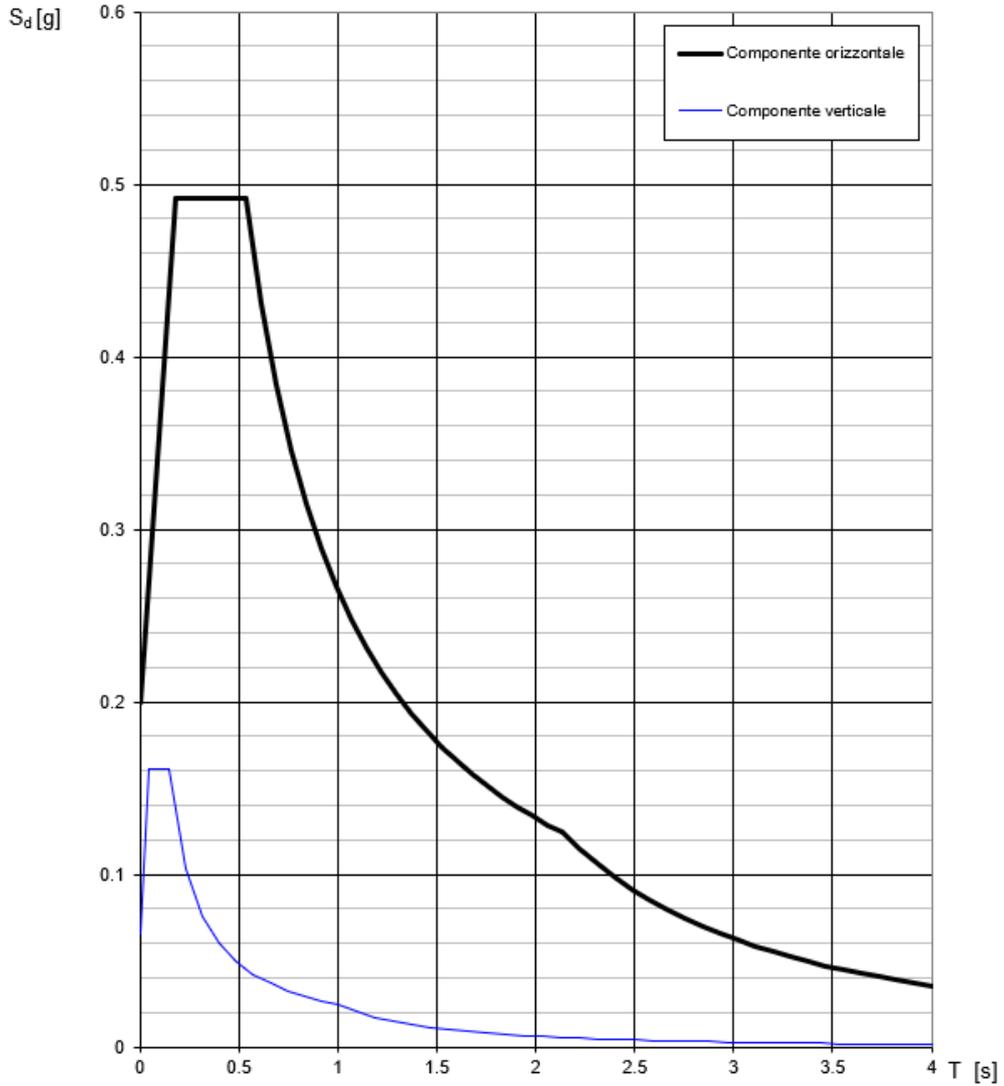


Figura 25: Spettro SLV

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

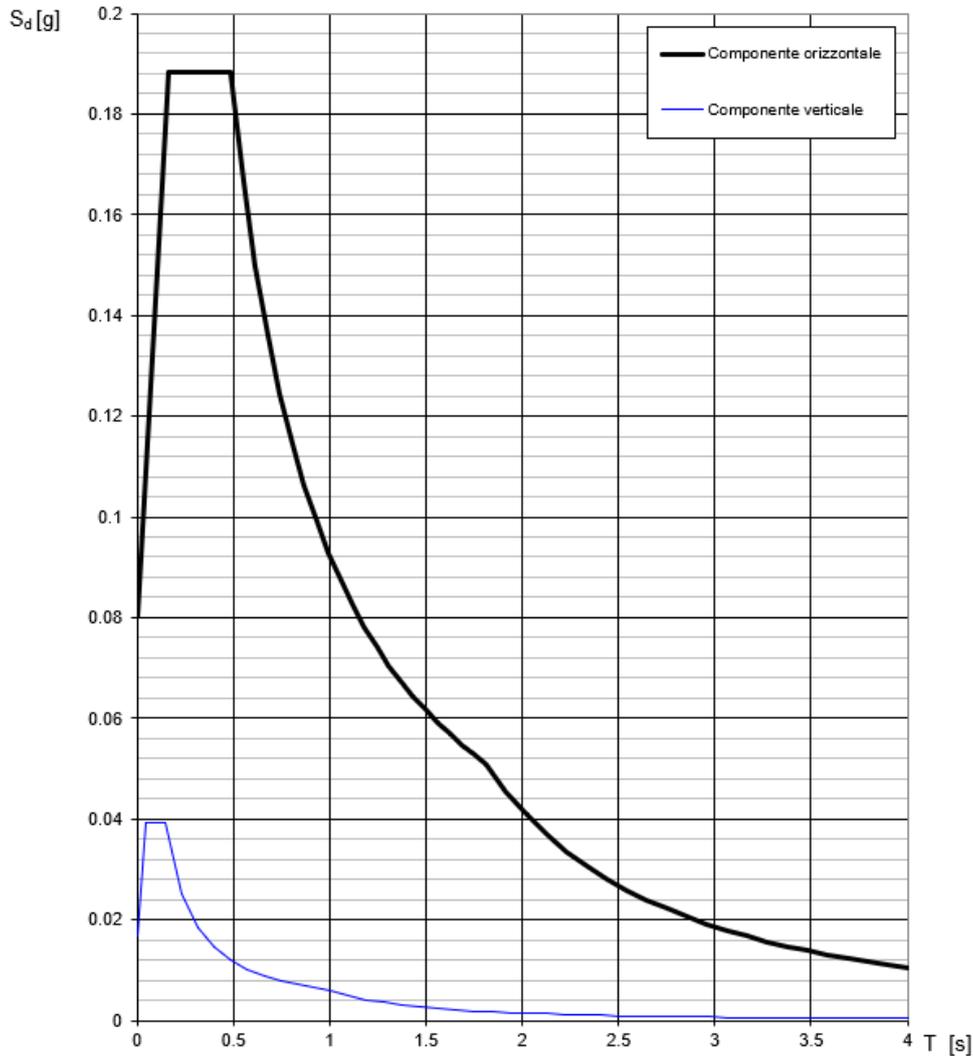


Figura 26: Spettro SLD

6.1.7 Cedimenti vincolari

Sono stati considerati cedimenti delle fondazioni pari ad 1/5000 della luce media che compete a ciascuna colonna a sostegno dell'impalcato:

L media = 11 m

Cedimento = 2.2 mm

6.2 Combinazioni di carico

I carichi sopra descritti sono stati combinati come a seguire.

TABLE: Combination Definitions										
ComboName	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Termica	Cedim.	Ex	Ey	Ez
Text										
SLU01	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0.9	1.2	0	0	0
SLU02	1.3	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	1.2	0	0	0
SLU03	1.3	1.5	1.5	0.75	1.5	0.9	1.2	0	0	0
SLU04	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	1.5	1.2	0	0	0
SLER01	1	1	1	0.5	0.6	0.6	1	0	0	0
SLER02	1	1	1	1	0.6	0.6	1	0	0	0
SLER03	1	1	1	0.5	1	0.6	1	0	0	0
SLER04	1	1	0	0.5	0.6	1	1	0	0	0
SLEF	1	1	1	0	0.2	0.6	1	0	0	0
SLEQP	1	1	0	0	0	0.5	1	0	0	0
SLV01	1	1	0.2	0	0	0.5	1	1	0.3	0.3
SLV02	1	1	0.2	0	0	0.5	1	0.3	1	0.3
SLV03	1	1	0.2	0	0	0.5	1	0.3	0.3	1
SLD01	1	1	0.2	0	0	0.5	1	1	0.3	0.3
SLD02	1	1	0.2	0	0	0.5	1	0.3	1	0.3
SLD03	1	1	0.2	0	0	0.5	1	0.3	0.3	1

6.3 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 impalcato. Data la presenza di un vincolo di cerniera monodirezionale tra impalcato e colonne, queste ultime sono svincolate a momento longitudinale (momento che ruota attorno all'asse trasversale dell'impalcato) in sommità.



Figura 27: Modello agli elementi finiti della passerella – Pianta

SectionName	Material	Shape	H	B
Text	Text	Text	m	m
VAR	S355	Double Channel	0.45-0.25	0.15
Trave perimetrale	S355	I/Wide Flange	0.224	0.23
2H450	S355	I/Wide Flange	0.45	0.6

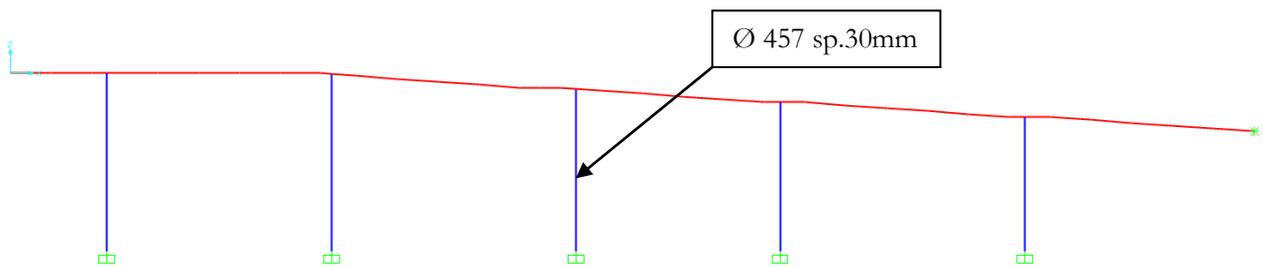


Figura 28: Modello agli elementi finiti della passerella – Prospetto

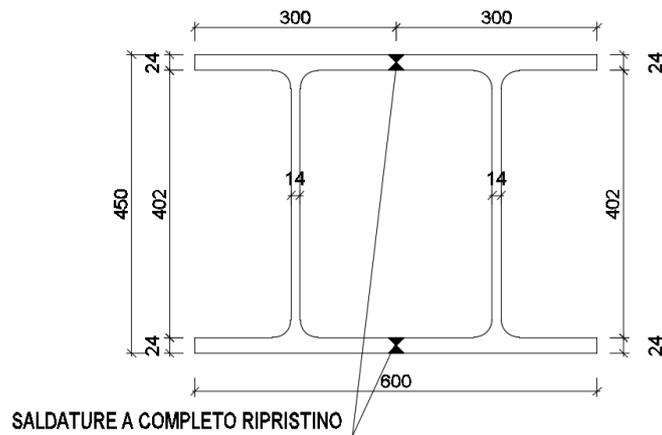


Figura 29: Sezione trasversale trave longitudinale principale

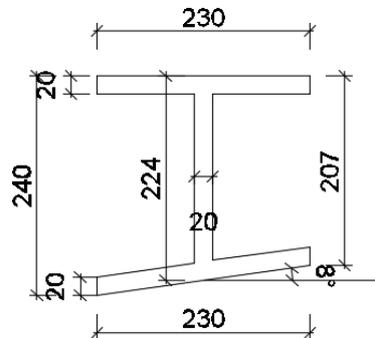


Figura 30: Sezione trasversale trave longitudinale perimetrale

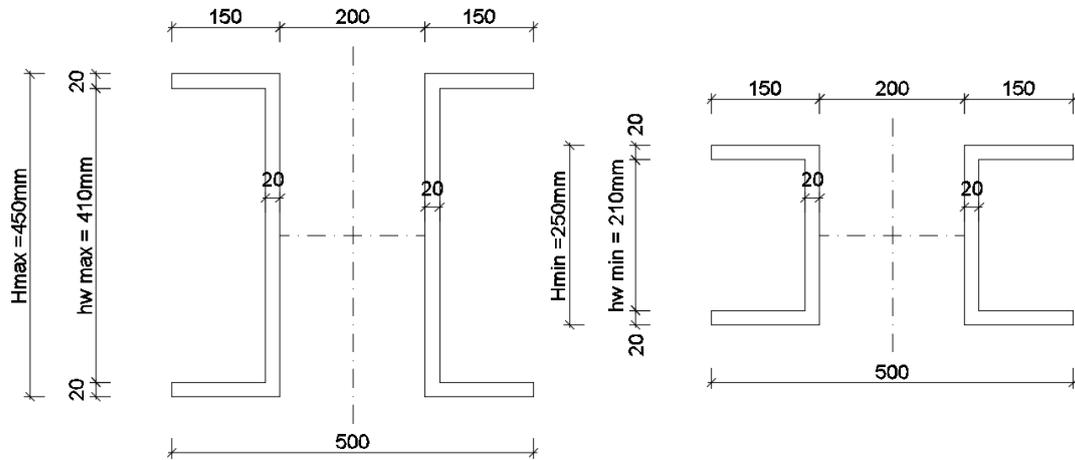


Figura 31: Sezione trasversale trave trasversale H variabile

SectionName	Material	Shape	d	sp
Text	Text	Text	mm	mm
Φ457 sp30	S355	Pipe	457	30

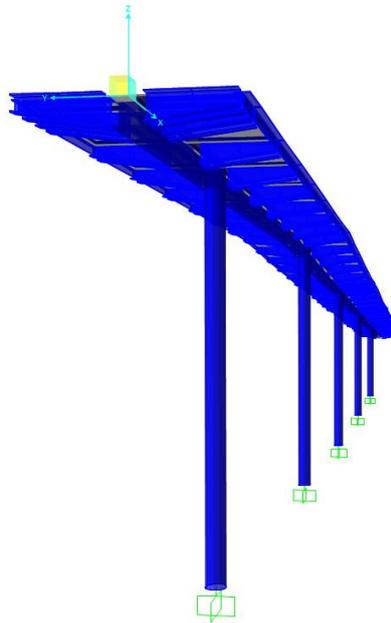


Figura 32: Modello agli elementi finiti della passerella – vista estrusa

6.4 Analisi modale

Si riportano i modi di vibrare più significativi per la struttura.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.06	0%	64%	0%	0%	64%	0%
MODAL	Mode	2	0.61	0%	18%	0%	0%	83%	0%
MODAL	Mode	3	0.34	0%	5%	0%	0%	88%	0%
MODAL	Mode	11	0.14	0%	0%	7%	6%	93%	10%
MODAL	Mode	14	0.13	65%	0%	0%	71%	94%	10%
MODAL	Mode	17	0.12	11%	0%	2%	82%	95%	12%
MODAL	Mode	19	0.11	4%	0%	57%	86%	95%	69%
MODAL	Mode	130	0.03	0%	0%	7%	98%	98%	89%

Si considerano tutti i modi di di vibrare con massa partecipante significativa, ovvero superiore al 5%, e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

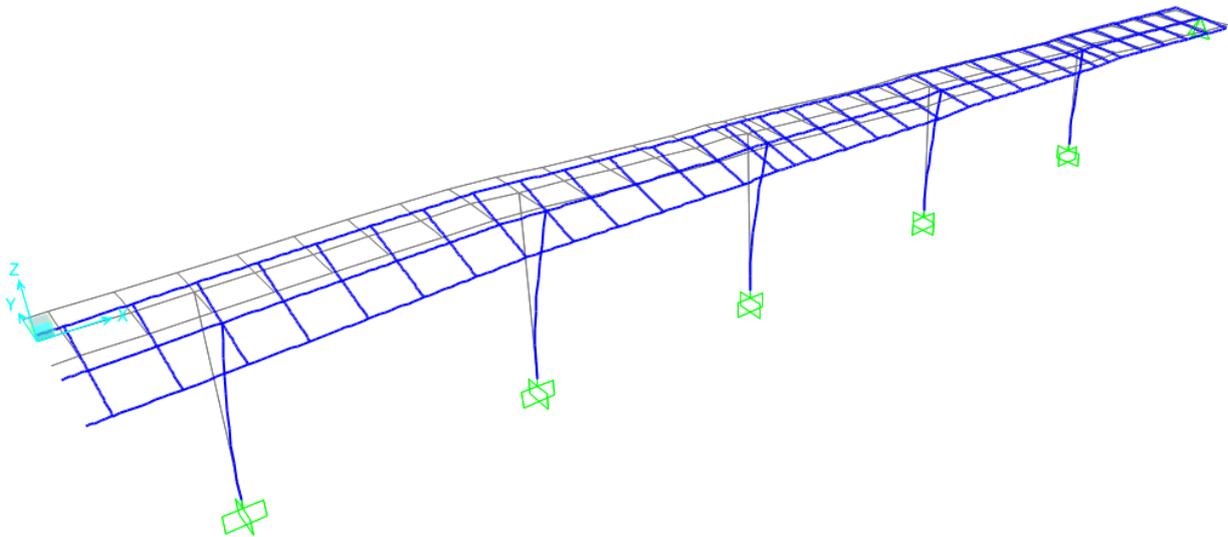


Figura 33: Modello agli elementi finiti della passerella – Modo di vibrare 1

6.4.1 Stato limite di vibrazioni

Secondo quanto indicato al §4.2.4.2 del DM 2018, si verifica che la frequenza naturale del primo modo di vibrare verticale (con massa partecipante significativa) sia superiore a 5Hz.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 11; T = 0.14224; f = 7.0303

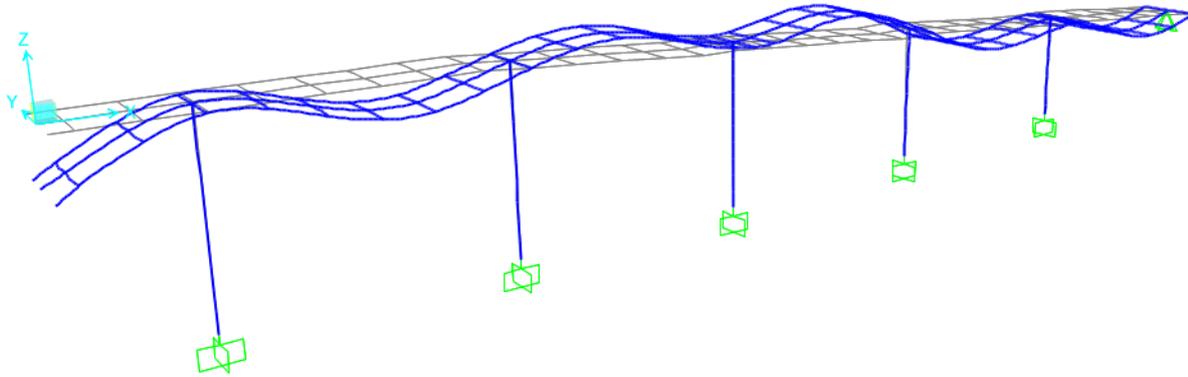


Figura 34: Modello agli elementi finiti della passerella – Modo di vibrare 11

Alla prima forma modale verticale con massa partecipante significativa corrisponde una frequenza pari a circa 7 Hz. Pertanto la verifica è soddisfatta.

6.5 Analisi e verifica delle deformazioni

A seguire si riportano gli spostamenti dei nodi del modello.

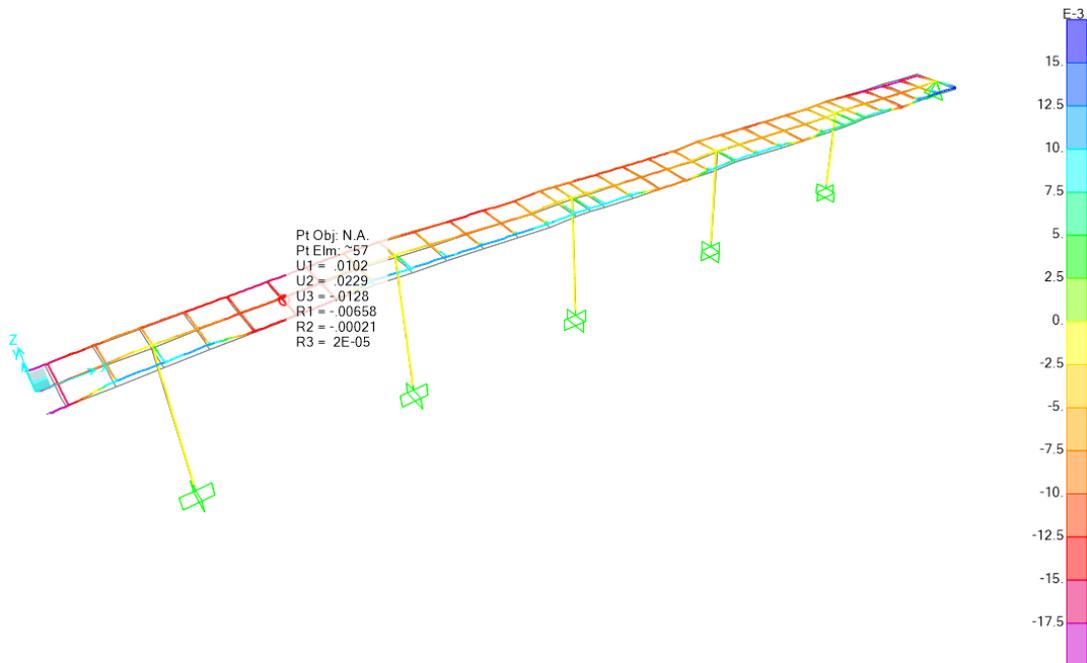


Figura 35: Massimi spostamenti verticali carichi variabili

La freccia massima della trave longitudinale principale è compatibile con i massimi valori di deformazione prescritti dalle NTC2018.

$$f \text{ max campata-accidentali} = 12.8 \text{ mm} < L/300 = 11\text{m} / 300 = 36.7 \text{ mm}$$

La contromonta da applicare alle travi è determinata in modo da annullare gli abbassamenti della stessa struttura dovuti ai pesi propri strutturali e portati (G1+G2), come mostra l'andamento degli abbassamenti riportato a seguire.

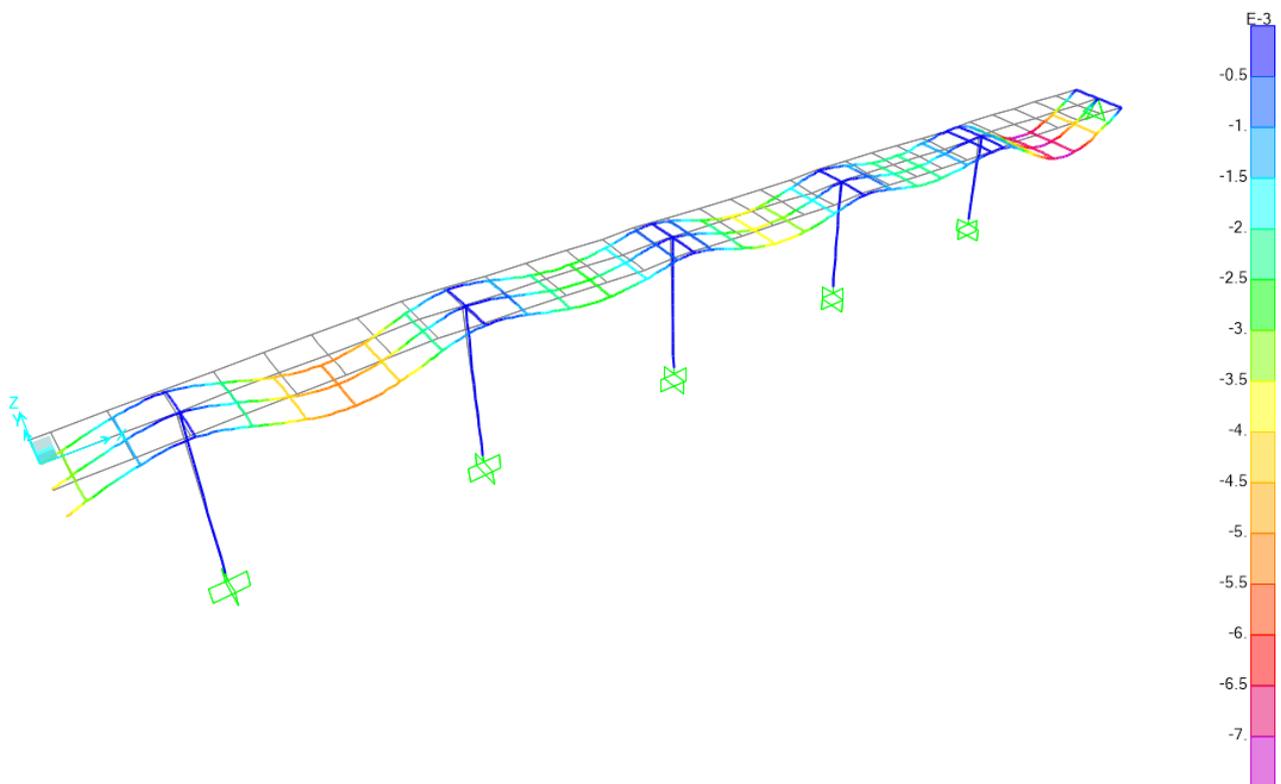


Figura 36: Massimi spostamenti verticali carichi permanenti G1+G2

6.6 Analisi delle sollecitazioni agenti

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

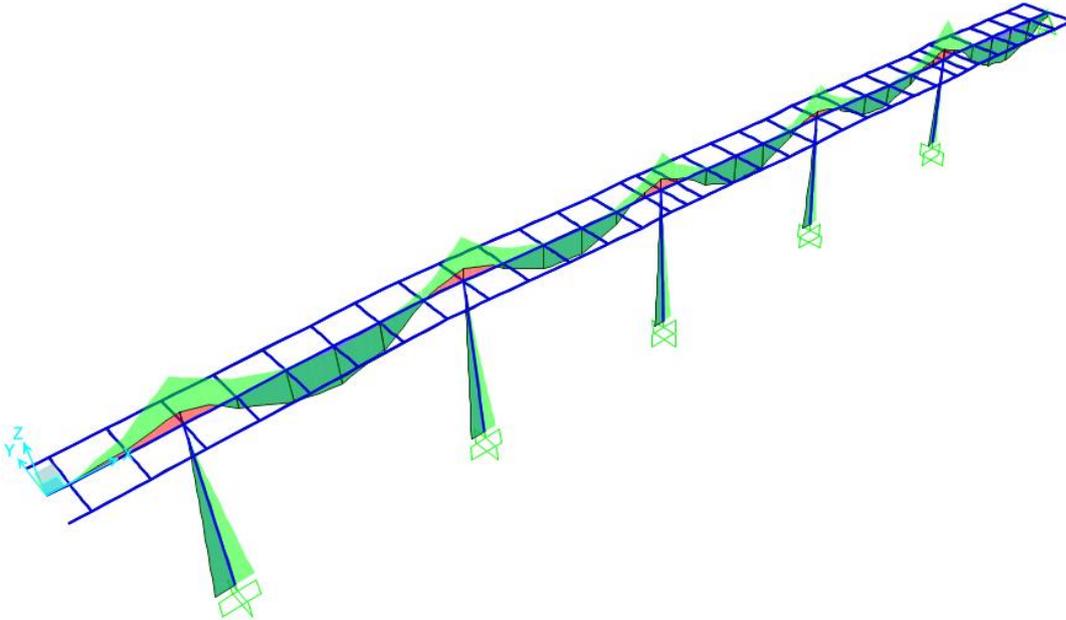


Figura 37: Involuppo SLU/SLV – Massimi momenti flettenti M33

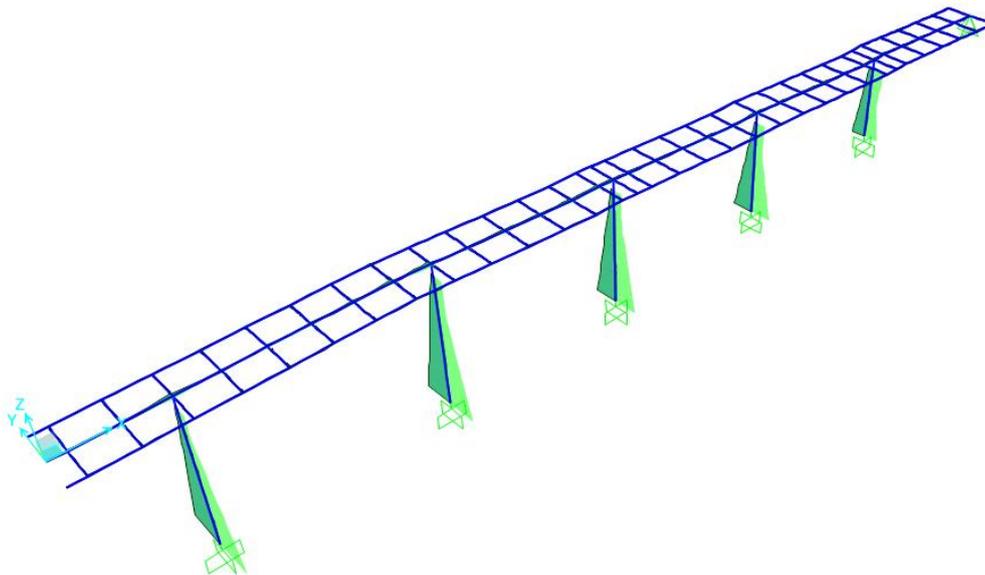


Figura 38: Involuppo SLU/SLV – Massimi momenti flettenti M22

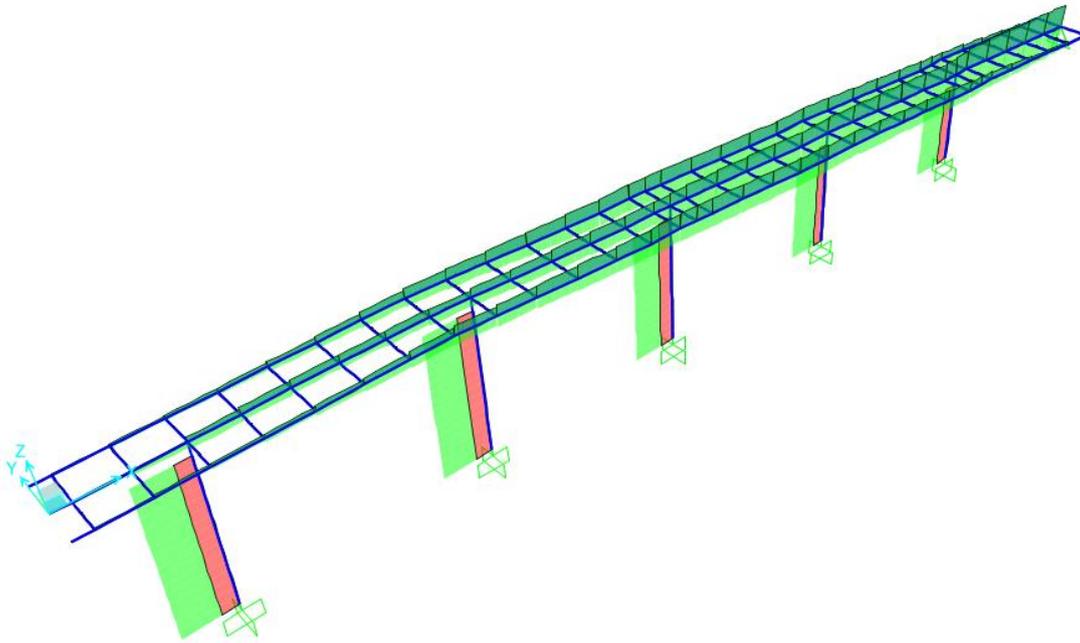


Figura 39: Inviluppo SLU/SLV – Massimi sforzi normali

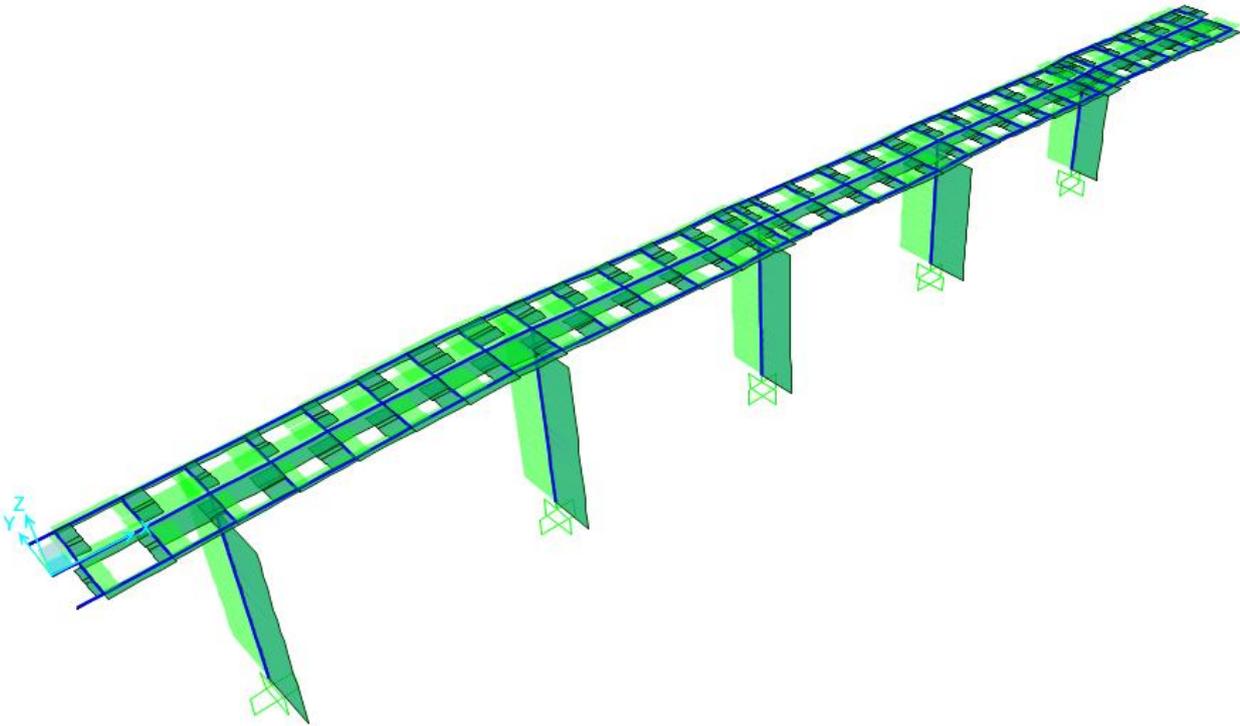


Figura 40: Inviluppo SLU/SLV – Massimi sforzi di taglio V33

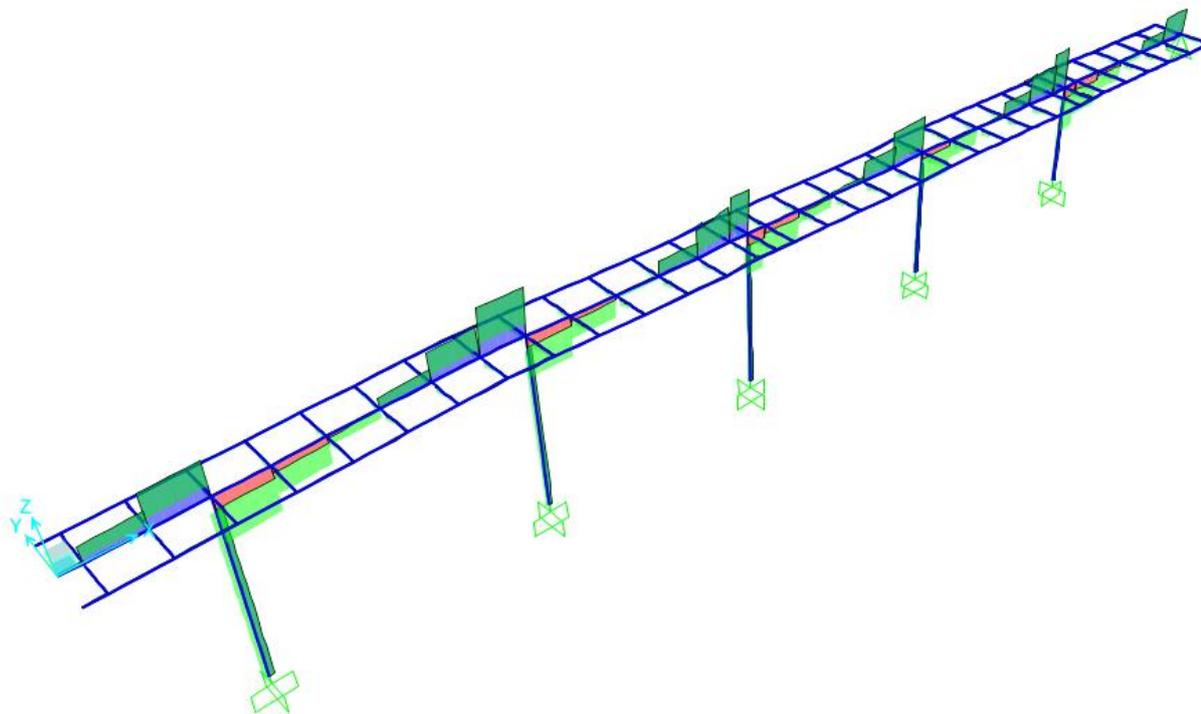


Figura 41: Involuppo SLU/SLV – Massimi sforzi di taglio V22

6.7 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.

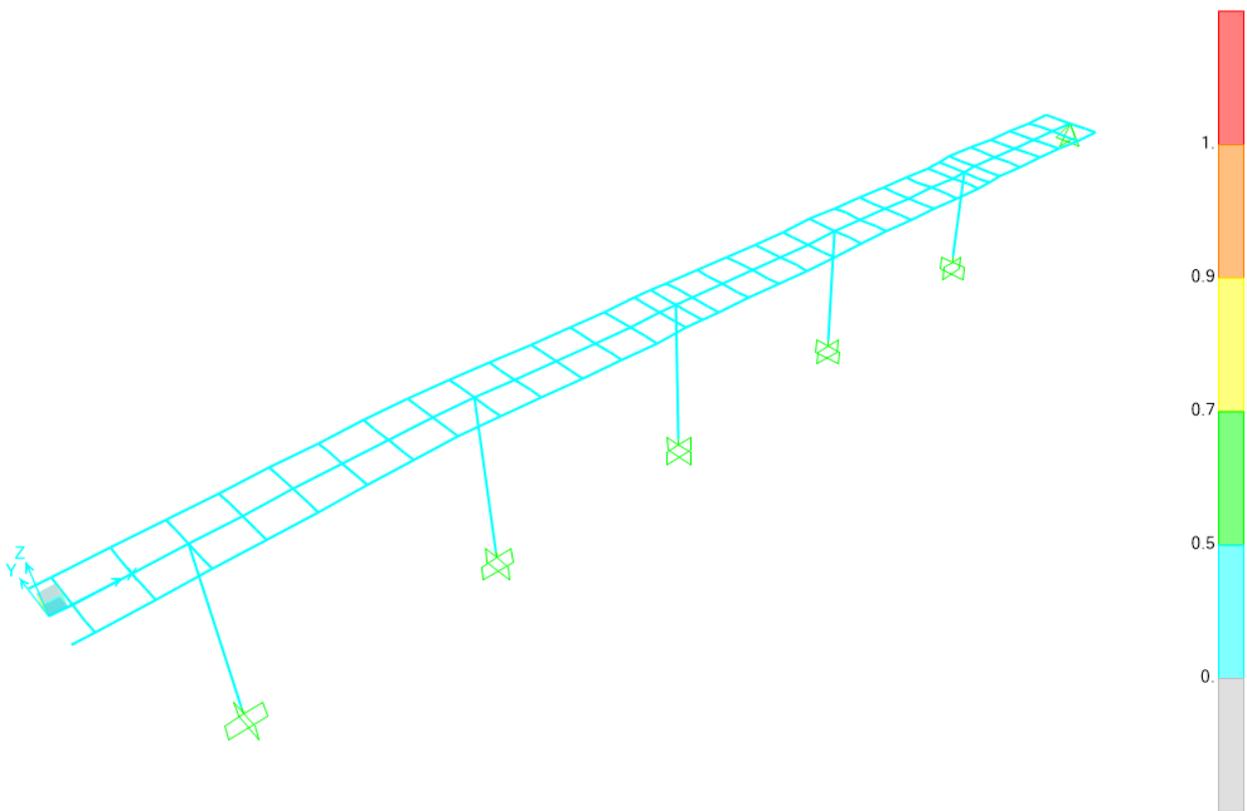
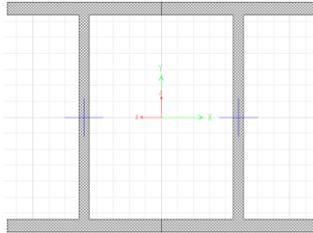


Figura 42: Verifica grafica pensilina

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.

6.7.1 Trave longitudinale principale - 2H450



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

Frame : 213	X Mid: 50.25	Combo: SLU4	Design Type: Beam
Length: 1.	Y Mid: 0.	Shape: 2H450	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.	Z Mid: -2.1	Class: Class 3	Rolled : No

Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No		

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.1
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75
		D/C Lim=1.

Aeff=0.046	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.046	Iyy=0.002	iyy=0.185	Wel,yy=0.007	Weff,yy=0.007
It=0.001	Izz=0.001	izz=0.166	Wel,zz=0.004	Weff,zz=0.004
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.45	Wpl,yy=0.008	Av,y=0.024
E=210000000.	fy=355000.	fu=510000.	Wpl,zz=0.007	Av,z=0.018

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.	197.975	-1027.509	31.973	-176.65	-3.843	17.704

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

D/C Ratio: 0.471 = 0.013 + 0.436 + 0.023 < 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	Nc,Rd	Nt,Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	197.975	15552.381	15552.381		
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	15552.381	16891.2	1337550.981	1337550.981	1.

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.49	3253144.981	0.071	0.471	1.	15552.381
MajorB(y-y)	c	0.49	3253144.981	0.071	0.471	1.	15552.381
Minor (z-z)	c	0.49	2612602.72	0.079	0.473	1.	15552.381
MinorB(z-z)	c	0.49	2612602.72	0.079	0.473	1.	15552.381
Torsional TF	c	0.49	1337550.981	0.11	0.484	1.	15552.381

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-1027.509	-1027.509	-824.272	-864.919

Minor (z-z)	31.973	31.973	21.288	23.425
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	2358.527	2358.527	2358.527	2358.527
Minor (z-z)	1420.601	1420.601	1420.601	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
	d	0.76	0.066	0.451	1.	0.	567987.133

Factors	kw	Psi	C2	C3
	1.	1.225	0.	0.673
	za	zs	zg	zj
	0.225	0.	0.225	0.

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.842	0.733	1.	0.733

SHEAR DESIGN

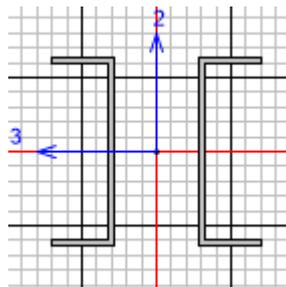
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	414.417	17.704	3469.375	0.119	OK
Minor (y)	21.37	17.704	4672.311	0.005	OK

Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
	3469.375	1.	0.

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	427.968	423.365

6.7.2 Elementi trasversali (Sezione variabile 450-250mm)



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

Frame : 93	X Mid: 49.75	Combo: SLU3	Design Type: Beam
Length: 1.002	Y Mid: 0.501	Shape: VAR45-35	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 0.8	Z Mid: -2.1	Class: Class 3	Rolled : No

Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No		

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25

q0=1. Omega=1. GammaRd=1.1
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=1.

Aeff=0.019 eNy=0. eNz=0.
A=0.019 Iyy=3.346E-04 iyy=0.134 Wel,yy=0.002 Weff,yy=0.002
It=1.331E-06 Izz=4.036E-04 izz=0.147 Wel,zz=0.002 Weff,zz=0.002
Iw=5.682E-06 Iyz=0. h=0.35 Wpl,yy=0.002 Av,y=0.009
E=2100000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,zz=0.003 Av,z=0.01

Iyz=0. Imax=4.036E-04 imax=0.147 Wel,zz,maj=0.002
Rot= 90. deg Imin=3.346E-04 imin=0.134 Wel,zz,min=0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.8	-21.428	-69.647	-4.048	-85.408	-20.063	-0.222

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.205 < 0.003 + 0.185 + 0.017 < 1. OK

$$= \frac{NEd / (\chi_z NRk / \Gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_y, Rk / \Gamma_{M1})}{+ k_{zz} (M_z, Ed + NEd e_{Nz}) / (M_z, Rk / \Gamma_{M1})} \quad (\text{NTC Eq C4.2.38})$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-21.428	6288.571	6288.571

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
6288.571	6829.92	142877.686	142877.686	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.49	1226317.161	0.073	0.472	1. 6288.571
MajorB (y-y)	c	0.49	1226317.161	0.073	0.472	1. 6288.571
Minor (z-z)	c	0.49	395153.408	0.129	0.491	1. 6288.571
MinorB (z-z)	c	0.49	395153.408	0.129	0.491	1. 6288.571
Torsional TF	c	0.49	142877.686	0.215	0.527	0.992 6240.578

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Major (y-y)	-69.647	-119.528	-64.222	-89.646
Minor (z-z)	-4.048	-15.117	-7.605	-9.108

	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	646.428	646.428	646.428	646.428
Minor (z-z)	545.848	545.848	545.848	

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0.76	0.154	0.494	1.	5.682E-06 28586.144

Factors	kw	Psi	C2	C3	zj
	1.	1.132	0.459	0.525	
	za	zs	zg	zz	zj
	0.175	0.	0.175	0.	0.

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.768	0.603	1.	0.603

SHEAR DESIGN

Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
-----	-----	-------	--------	--------

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

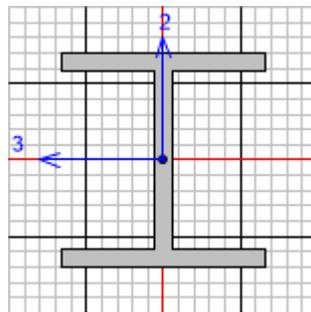
SWSTM

	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	85.408	0.411	1873.913	0.046	OK
Minor (y)	20.063	0.411	1756.794	0.011	OK
Reduction	Vpl,Rd 1873.913	Eta 1.	LambdabarW 0.272		

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	95.259	71.055

6.7.3 Trave perimetrale



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

Frame : 86 X Mid: 47.75 Combo: SLV2 Design Type: Brace
Length: 2.005 Y Mid: 1.705 Shape: Trave perimetralFrame Type: Non Dissipative
Loc : 2.005 Z Mid: -2.03 Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? Yes Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
q0=1. Omega=1. GammaRd=1.1
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=1.

Aeff=0.013 eNy=0. eNz=0.
A=0.013 Iyy=1.064E-04 iyy=0.091 Wel,yy=9.501E-04 Weff,yy=9.501E-04
It=1.617E-06 Izz=4.068E-05 izz=0.056 Wel,zz=3.537E-04 Weff,zz=3.537E-04
Iw=0. Iyz=0. h=0.224 Wpl,yy=0.001 Av,y=0.009
E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,zz=5.474E-04 Av,z=0.004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

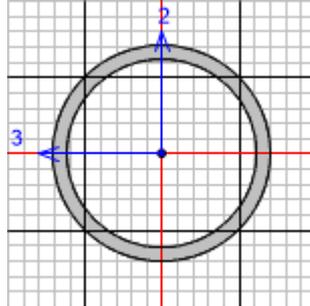
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.005	-265.286	-32.91	-10.212	1.136	-13.052	-0.052

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
D/C Ratio: 0.239 = 0.071 + 0.099 + 0.069 < 1. OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

		Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
		Force	Capacity	Capacity			
Axial		-265.286	4354.667	4354.667			
		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
		4354.667	4729.536	30543.282	30543.282	1.	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.34	54865.863	0.289	0.557	0.968	4216.375
MajorB(y-y)	b	0.34	54865.863	0.289	0.557	0.968	4216.375
Minor (z-z)	c	0.49	20975.389	0.467	0.674	0.861	3750.764
MinorB(z-z)	c	0.49	20975.389	0.467	0.674	0.861	3750.764
Torsional TF	c	0.49	30543.282	0.387	0.621	0.904	3937.574
MOMENT DESIGN							
		Med	Med, span	Mm,Ed	Meq,Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		-32.91	-32.91	-18.282	-24.682		
Minor (z-z)		-10.212	-13.988	-12.1	-12.478		
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)		374.501	374.501	374.501	329.001		
Minor (z-z)		185.073	185.073	185.073			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	c	0.49	0.435	0.652	0.879	0.	2075.567
	kw	Psi	C2	C3			
Factors	1.	1.132	0.459	0.525			
	za	zs	zg	zz	zj		
	0.112	0.	0.112	0.	0.		
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.629	0.548	0.991	0.913		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Ted	Vpl,Rd	Reduction	Stress	Status
		Force	Torsion	Capacity	Factor	Ratio	Check
Major (z)		17.491	0.052	718.333	0.999	0.024	OK
Minor (y)		13.052	0.052	1795.833	0.999	0.007	OK
		Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		718.333	1.	0.127			
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
		P	P				
		Comp	Tens				
Axial		-265.286	259.365				

6.7.4 Ø457 sp.30mm



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

Frame : 16	X Mid: 4.75	Combo: SLC2	Design Type: Column
Length: 8.6	Y Mid: 0.	Shape: Ø457 sp30	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 8.6	Z Mid: -4.3	Class: Class 1	Rolled : No

Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? Yes		
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25
q0=1.	Omega=1.	GammaRd=1.1
An/Ag=1.	RLLF=1.	PLLF=0.75
		D/C Lim=1.

Aeff=0.04	eNy=0.	eNz=0.		
A=0.04	Iyy=9.217E-04	iyy=0.151	Wel,yy=0.004	Weff,yy=0.004
It=0.002	Izz=9.217E-04	izz=0.151	Wel,zz=0.004	Weff,zz=0.004
Iw=0.	Iyz=0.	h=0.457	Wpl,yy=0.005	Av,y=0.026
E=210000000.	fy=355000.	fu=510000.	Wpl,zz=0.005	Av,z=0.026

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
8.6	-373.791	-28.093	-949.985	-2.255	-108.807	-44.167

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

D/C Ratio: $0.541 = 0.027 + \sqrt{[(0.015)^2 + (0.513)^2]} < 1.$ OK
 $= (Ned/NRd) + \sqrt{[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]}$ (EC3 6.2.1(7))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-373.791	13606.238	13606.238

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
13606.238	14777.524	3250460.922	7558.029	1.

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.49	10818.141	1.149	1.393	6241.698
MajorB (y-y)	c	0.49	63629.127	0.474	0.679	11667.37
Minor (z-z)	c	0.49	7558.029	1.375	1.733	4880.433
MinorB (z-z)	c	0.49	61769.751	0.481	0.684	11614.238
Torsional TF	c	0.49	7558.029	1.375	1.733	4880.433

MOMENT DESIGN

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

SWSTM

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	-28.093	-28.093	-14.046	-16.856
Minor (z-z)	-949.985	-949.985	-518.603	-604.88

	MC, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	1852.38	1852.38	1852.38	1852.38
Minor (z-z)	1852.38	1852.38	1852.38	1852.38

LTB	Curve d	AlphaLT 0.76	LambdaBarLT 0.202	PhiLT 0.521	ChiLT 0.998	Iw 0.	Mcr 47565.338
-----	------------	-----------------	----------------------	----------------	----------------	----------	------------------

Factors	kw 1.	Psi 1.75	C2 0.	C3 0.941	zj -1.
	za 0.229	zs 0.	zg 0.229	zz 0.	

Factors	kyy 0.605	kyz 0.385	kzy 0.363	kzz 0.642
---------	--------------	--------------	--------------	--------------

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vpl.Rd Capacity	Reduction Factor	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	3.534	44.167	5001.006	0.996	0.001	OK
Minor (y)	109.216	44.167	5001.006	0.996	0.022	OK

Reduction	Vpl.Rd 5001.006	Eta 1.	LambdabarW 0.
-----------	--------------------	-----------	------------------

6.7.5 Effetti dovuti alla presenza delle forature nelle anime delle travi

6.7.5.1 Forature delle travi trasversali per il passaggio degli impianti

Per permettere il passaggio dei collettori di smaltimento delle acque, le anime delle travi trasversali dovranno essere forate. Il diametro del foro è di 240 mm. Tale foratura comporta una riduzione della sezione resistente a taglio della trave.

Il taglio massimo che agisce sugli elementi trasversali, in corrispondenza della presenza del foro è circa 100 kN.

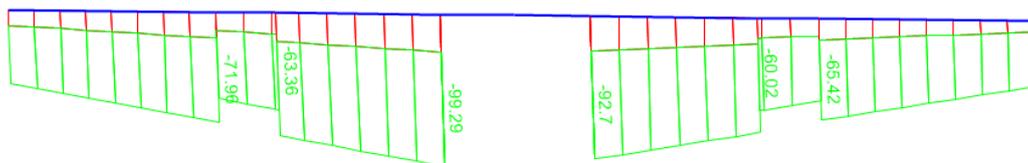


Figura 43: Tagli massimi agenti sugli elementi trasversali - stralcio

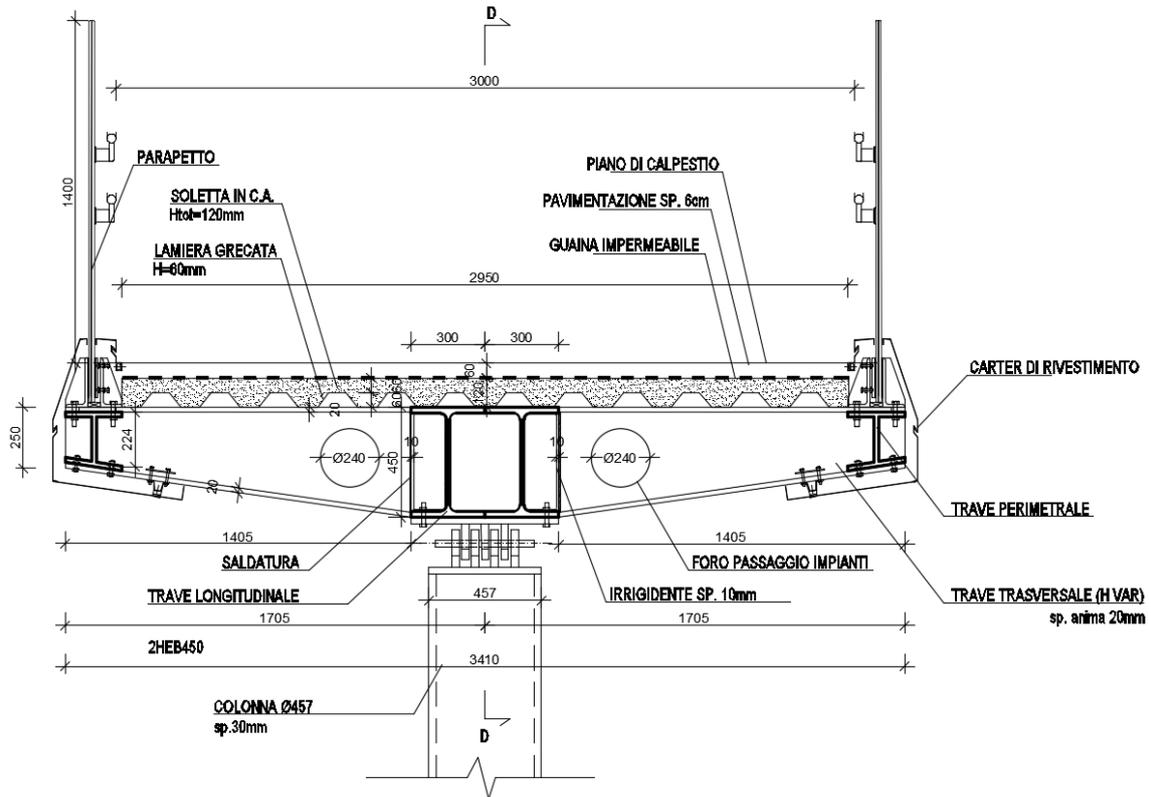


Figura 44: Individuazione foro per passaggio degli impianti

L'altezza dell'anima degli elementi in asse al foro è 370 mm, lo spessore totale, essendo due travi a C accoppiate, è pari a 40mm.

Si dimostra che, nonostante la riduzione di A_v , si garantisce il soddisfacimento delle verifiche a taglio.

d foro	h min trave forata	sp anima	A_v	A_v netta	riduzione A_v	Ved max	Vrd, ridotto	FS
mm	mm	mm	mm ²	mm ²	-	kN	kN	-
240	370	40	14800	5200	-65%	100	1015	10.15

6.7.5.2 Forature delle travi principali longitudinali per il serraggio dei bulloni

In corrispondenza delle giunzioni bullonate testa a testa delle travi longitudinali si prevedono dei fori di diametro 200 mm per permettere il serraggio dei bulloni tra le due anime delle travi e per la successiva ispezionabilità degli stessi.

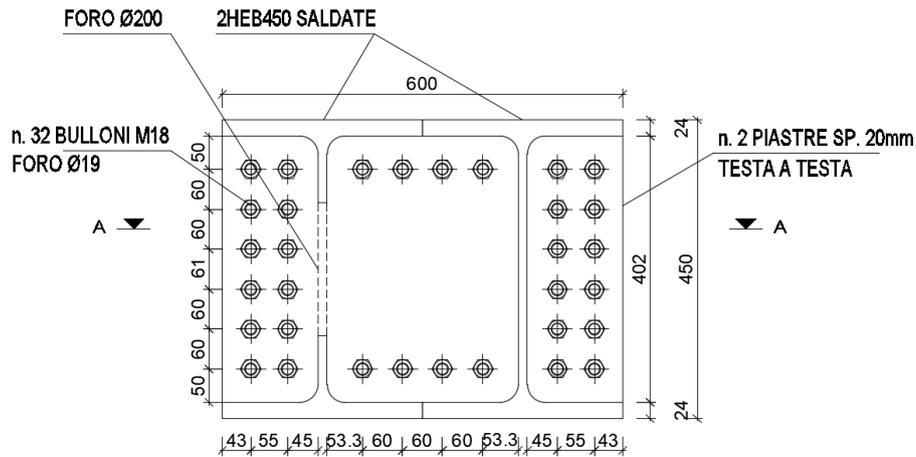


Figura 45: Individuazione foro per serraggio bulloni

Il taglio massimo che agisce sulle travi longitudinali, in corrispondenza della presenza del foro è circa 210 kN (a distanza di circa 2.5m dall'asse delle colonne di sostegno).

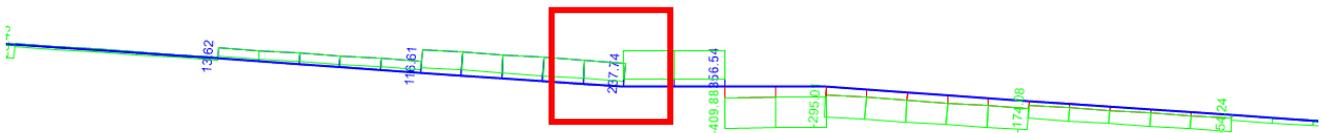


Figura 46: Tagli massimi agenti sugli elementi trasversali - stralcio

L'altezza dell'anima delle travi in asse al foro è 402 mm, ciascuna anima ha spessore 14 mm.

Si dimostra che, nonostante la riduzione di A_v , si garantisce il soddisfacimento delle verifiche a taglio.

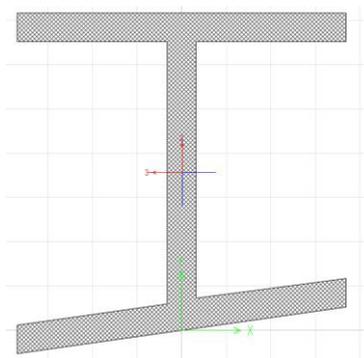
d foro	h min trave forata	sp anima singola	A_v	A_v netta*	riduzione A_v	Ved max	Vrd, ridotto	FS
mm	mm	mm	mm ²	mm ²	-	kN	kN	-
200	402	14	11256	8456	-25%	215	1651	7.68

* solo una delle due anime è forata

6.7.6 Note sulla modellazione delle travi con ala inferiore inclinata

Per quanto riguarda la trave perimetrale, in fase di modellazione è stata considerata una sezione a doppio T con ala inferiore ortogonale all'anima. Tale approssimazione non comporta variazioni tensionali significative. Si riporta, a tal proposito, un confronto in termini di caratteristiche inerziali, e quindi di resistenza, tra due sezioni aventi la stessa geometria, ma con ala inferiore avente inclinazione diversa.

Sezione con ala inferiore inclinata



S Property Data

Section Name:

Properties

Cross-section (axial) area	0.0129	Section modulus about 3 axis	8.355E-04
Moment of inertia about 3 axis	1.069E-04	Section modulus about 2 axis	3.555E-04
Moment of inertia about 2 axis	4.088E-05	Plastic modulus about 3 axis	1.110E-03
Product of Inertia about 2-3	-2.927E-06	Plastic modulus about 2 axis	5.500E-04
Shear area in 2 direction	4.661E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0.091
Shear area in 3 direction	8.974E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0.0563
Torsional constant	1.762E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

OK

Sezione con ala inferiore orizzontale – considerata nelle verifiche

S I/Wide Flange Section

Section Name: Display Color:

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3)	<input type="text" value="0.224"/>
Top flange width (t2)	<input type="text" value="0.23"/>
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="0.02"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="0.02"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="0.23"/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="0.02"/>

Material: Property Modifiers:

S Property Data

Section Name:

Properties

Cross-section (axial) area	0.0129	Section modulus about 3 axis	9.501E-04
Moment of inertia about 3 axis	1.064E-04	Section modulus about 2 axis	3.537E-04
Moment of inertia about 2 axis	4.068E-05	Plastic modulus about 3 axis	1.108E-03
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	5.474E-04
Shear area in 2 direction	4.480E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0.0909
Shear area in 3 direction	7.667E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0.0562
Torsional constant	1.617E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

OK

Confronto

Facendo un rapporto tra le caratteristiche inerziali considerate nelle verifiche strutturali degli elementi costituenti il modello di calcolo (cioè con ala inferiore ortogonale all'anima) e quelle della stessa sezione avente ala inferiore inclinata, si ottengono delle piccole variazioni di rigidezza, come espresso di seguito.

doppio T ala inferiore ortogonale all'anima			doppio T ala inferiore inclinata			% di variazione
Area	0.012900	m2	Area	0.012900	m2	0.00%
Jx	0.000106	m4	Jx	0.000107	m4	0.47%
Jy	0.000041	m4	Jy	0.000041	m4	0.49%
yG	0.1120	m	yG	0.1116	m	-0.36%
xG	0.1150	m	xG	0.1150	m	0.00%
Wx	0.000950	m3	Wx	0.000836	m3	-12.06%
Wy	0.000354	m3	Wy	0.000355	m3	0.28%

Jx = momento d'inerzia rispetto all'asse forte

Jy = momento d'inerzia rispetto all'asse debole

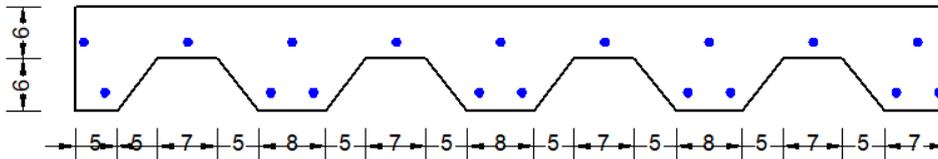
Le variazioni con segno negativo rappresentano una riduzione nel caso di ala inclinata, rispetto al caso di ala ortogonale; viceversa, le variazioni con segno positivo, rappresentano un aumento.

Considerando l'entità delle variazioni tra i due casi di modellazione e considerando che le travi perimetrali hanno un tasso di lavoro molto basso (non supera il valore di 0.20), si può concludere che l'approssimazione adottata non comporta variazioni tali da implicare modifiche sostanziali nei risultati delle verifiche strutturali.

impianti	q	0.5 kN/m ²
guaina + TNT	sp	0.01 m
	q	0.085 kN/m ²
	q tot	5.0 kN/m²
	q G1	8.75 kN/m
	q G2	7.09 kN/m
	q Qk	16 kN/m
	q SLU	46.4 kN/m

Considerando uno schema statico di trave in semplice appoggio di luce massima 2.25 m, si ottengono le seguenti sollecitazioni al metro lineare di soletta:

M SLU	9.5 kNm
V SLU	16.5 kN
M SLE	7.5 kN/m



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa	
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa	
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 MPa	
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
		Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00 MPa	
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30 MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30 MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		200000 daN/cm ²	

Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	44.1	0.0
2	39.3	6.0
3	32.4	6.0
4	27.8	0.0
5	20.2	0.0
6	15.4	6.0
7	8.5	6.0
8	3.8	0.0
9	-3.8	0.0
10	-8.6	6.0
11	-15.5	6.0
12	-20.2	0.0
13	-27.8	0.0
14	-32.6	6.0
15	-39.5	6.0
16	-44.1	0.0
17	-48.9	0.0
18	-48.9	12.0
19	51.1	12.0
20	51.1	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-26.4	2.1	10
2	-24.0	7.9	10
3	-21.5	2.1	10
4	-2.5	2.1	10
5	0.0	7.9	10
6	2.4	2.1	10
7	21.5	2.1	10
8	24.0	7.9	10
9	26.4	2.1	10
10	45.5	2.1	10
11	47.9	7.9	10
12	50.4	2.1	10
13	-45.5	2.1	10
14	-47.9	7.9	10

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen. N°Barra Ini. N°Barra Fin. N°Barre Ø

1	14	2	1	10
2	2	5	1	10
3	5	8	1	10
4	8	11	1	10

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	15.00	0.00	20.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	10.00 (5.04)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	0.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.9	cm
Copriferro netto minimo staffe:	-0.7	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata					
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)					
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia					
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia					
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)					
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia					
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia					
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000					
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]					

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	15.00	0.00	0.00	28.39	-0.01	1.89	14.1(0.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.318	51.1	12.0	-0.00094	47.9	7.9	-0.00751	-45.5	2.1

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000003321	0.001078939	-0.009621007	0.318	0.838

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.93	51.1	12.0	-167.4	-45.5	2.1	110	7.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00111	0	0.500	10.0	16	0.00073 (0.00050)	81	0.059 (0.30)	4.45	0.00

M trasv = 285 kNm (attorno all'asse x)
M torc = 80 kNm

L'azione tagliante sul singolo bullone, combinando i tagli nelle due direzioni e il contributo dato dal momento torcente è pari a:

Ved = 23 kN

L'azione di trazione che nasce per effetto del momento flettente trasversale, considerando che tale sollecitazione si ripartisca secondo uno schema di ripartizione rigida tra i bulloni in funzione della loro distanza dall'asse baricentrico, è pari a:

Ned = 60 kN

Si esegue la verifica dell'unione.

CLASSE BULLONI

CL. Bullone	8.8 -
bullone M	16 -
nr. Bulloni	28 -
nr. facce	1 -
fyb	640 Mpa
ftb	800 Mpa
Ares	157 mm ²
γM2	1.25 -
γM3,SLU	1.25 -
γM3,SLE	1.1 -
γM7	1.1 -

RIFOLLAMENTO

sp. min piastra	20 mm
Acciaio S	355 Mpa
ftk	510 Mpa
d	16 mm
d0	17 mm
k	2.5 -
alpha	0.4 -
Fb,Rd	130.6 KN
F ed, 1 bullone	10.0 kN
FS	13.1 -

ok

RESISTENZA A TAGLIO (SLU)

Complessivo dell'unione bullonata

Fv,Rd, tot 1688 KN

Per singolo bullone

Fv,Rd 60 KN

Ved comb.+torsione 23 kN

FS 2.6 - ok

PUNZONAMENTO

tp	20 mm
dm	24 mm
Bp,Rd	369.1 kN
Ned, max 1 bullone	60 kN
FS	6.2 -

ok

VERIFICA TAGLIO+TRAZIONE (SLU)

Fv,Ed 10 kN

Ft,Ed 60 kN

Fv,Rd 60 kN

Ft,Rd 90 kN

Verifica 0.855 <=1 ok

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

6.9.1 Verifica del perno della cerniera

La cerniera è realizzata da un perno di diametro 33mm.

La resistenza di progetto a taglio del perno è pari a

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{upk} A / \gamma_{M2}$$

dove A è l'area della sezione del perno e f_{upk} è la tensione a rottura del perno.

La resistenza di progetto a rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno è pari a

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0}$$

dove t è lo spessore dell'elemento, d il diametro del perno, f_y è la minore tra la tensione di snervamento del perno (f_{ypk}) e quella delle piastre (f_{yk}).

Nella concezione delle connessioni con perni si deve aver cura di contenere le azioni flettenti. La resistenza a flessione del perno è data da

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{ypk} / \gamma_{M0}$$

dove W_{el} è il modulo (resistente) elastico della sezione del perno.

Le sollecitazioni massime che agiscono su tale elemento sono:

	V orizz long	V vert	Ved comb
	kN	kN	kN
max	190	426	467

CLASSE PERNO

CL. Perno	8.8 -
bullone M	33 -
nr. Bulloni	1 -
nr. facce	6 -
fyb	640 Mpa
ftb	800 Mpa
A perno	855 mm ²
γ_{M0}	1.05 -
γ_{M2}	1.25 -

RESISTENZA A TAGLIO (SLU)

Per singolo piano di taglio

Fv,Rd	328 KN	
<i>Complessivo</i>		
Fv,Rd, tot	1971 KN	
Ved comb.	467 kN	
FS	4.22 -	ok

RIFOLLAMENTO

sp. min piastra	32 mm	
Acciaio S	355 Mpa	
ftk	510 Mpa	
d	33 mm	
Fb,Rd	535.5 KN	
F ed	467.0 kN	
FS	1.15 -	ok

VERIFICA A FLESSIONE

Wel	3528 mm ³	
Mrd	3.23 kNm	
Med	2.34 kNm	
braccio	0.03 m	
FS	1.38 -	ok

6.9.2 Ritegni trasversali sulle colonne

In corrispondenza di ciascun nodo di collegamento tra colonna e impalcato si prevedono due ritegni trasversali per ciascun lato. Ogni ritegno ha spessore 20mm.

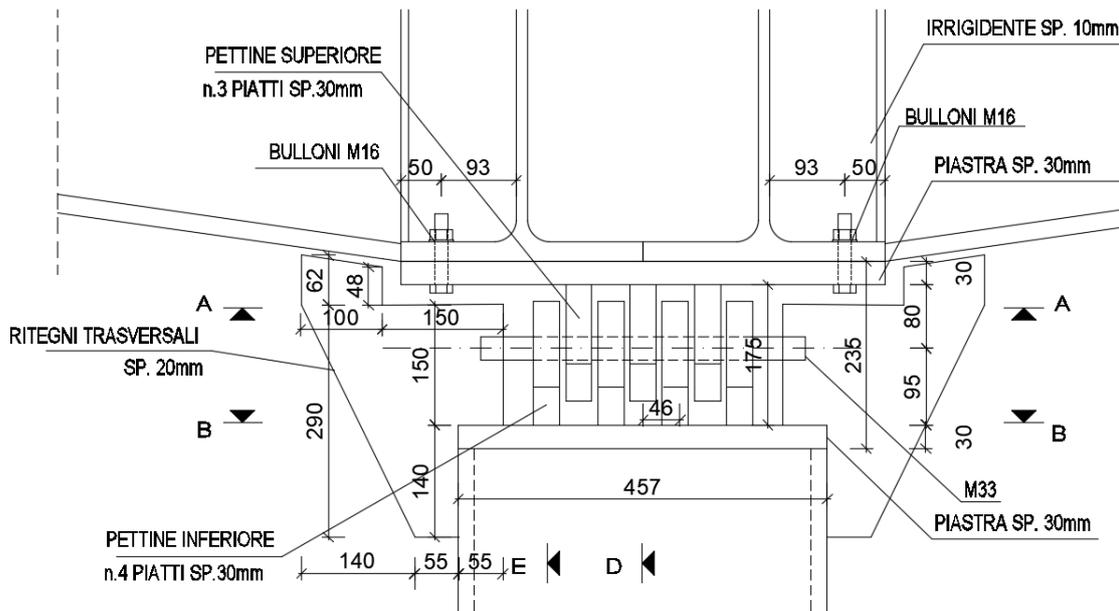


Figura 49: Ritegni trasversali colonne

Su ciascun ritegno agisce una forza orizzontale massima pari a:

$$F_{ed} = V_{trasv} / 2 = 180 \text{ kN} / 2 = 90 \text{ kN}$$

L'area minima resistente del singolo ritegno è:

$$A_v = 100 \text{ mm} \times 20 \text{ mm} = 2000 \text{ mm}^2$$

$$F_{rd} = A_v \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} / \sqrt{3} = 2000 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa} / 1.05 / \sqrt{3} = 309 \text{ kN} > F_{ed}$$

La verifica è soddisfatta.

6.10 Unione flangiata travi longitudinali principali

Le travi longitudinali sono collegate tra loro mediante unione flangiata, come schematizzato di seguito.

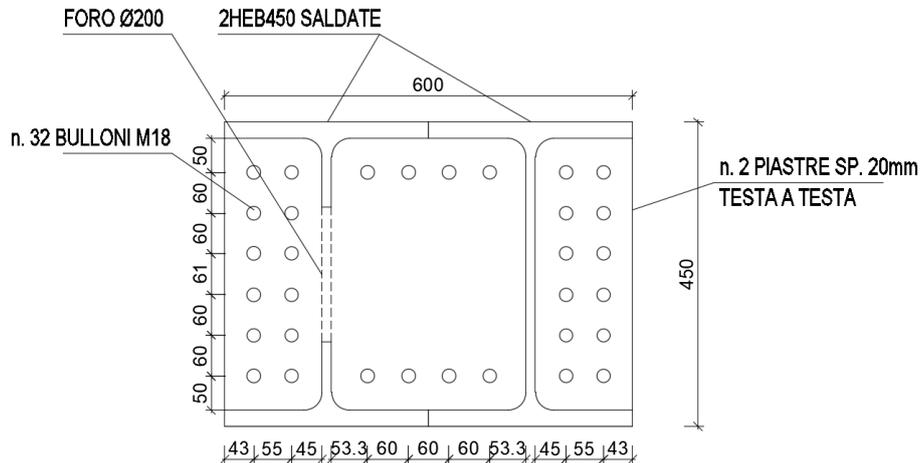


Figura 50: Unione flangiata travi

Il giunto più sollecitato, posto a distanza 2.5m dall'asse della colonna, è soggetto alle seguenti azioni:

$V_{vert} = 215 \text{ kN}$
 $V_{orizz} = 28 \text{ kN}$
 $M_{vert} = 255 \text{ kNm}$
 $M_{orizz} = 18 \text{ kNm}$
 $M_{torc} = 41 \text{ kNm}$
 $N_{trazione} = -165 \text{ kN}$

L'azione tagliante sul singolo bullone, combinando i tagli nelle due direzioni e il contributo dato dal momento torcente è pari a:

$V_{ed} = 15 \text{ kN}$

L'azione di trazione che nasce per effetto dei momenti flettenti e dello sforzo di trazione all'interno della trave, considerando che tale sollecitazione si ripartisca secondo uno schema di ripartizione rigida tra i bulloni in funzione della loro distanza dall'asse baricentrico, è pari a:

$N_{ed} = 100 \text{ kN}$

Si esegue la verifica dell'unione.

CLASSE BULLONI

CL. Bullone	8.8	-
bullone M	18	-
nr. Bulloni	32	-
nr. facce	1	-

RIFOLLAMENTO

sp. min piastra	20	mm
Acciaio S	355	Mpa
ftk	510	Mpa
d	18	mm

fyb	640 Mpa	d0	19 mm	
ftb	800 Mpa	k	2.5 -	
Ares	192 mm ²	alpha	0.4 -	
γM2	1.25 -	Fb,Rd	146.9 KN	
γM3,SLU	1.25 -	F ed, 1 bullone	15.0 kN	
γM3,SLE	1.1 -	FS	9.8 -	ok
γM7	1.1 -			

RESISTENZA A TAGLIO (SLU)

Complessivo dell'unione bullonata

Fv,Rd, tot **2359 KN**

Per singolo bullone

Fv,Rd **74 KN**

Ved comb.+torsione **15 kN**

FS 4.9 - ok

PUNZONAMENTO

tp 20 mm

dm **27 mm**

Bp,Rd **415.3 kN**

Ned, max 1 bullone **100 kN**

FS 4.2 - ok

VERIFICA TAGLIO+TRAZIONE (SLU)

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

Fv,Ed 15 kN

Ft,Ed 100 kN

Fv,Rd 74 kN

Ft,Rd 111 kN

Verifica 0.85 <=1 ok

6.11 Unione tra travi trasversali e travi perimetrali

L'unione tra trave perimetrale e trave trasversale è realizzata mediante bulloni M16.

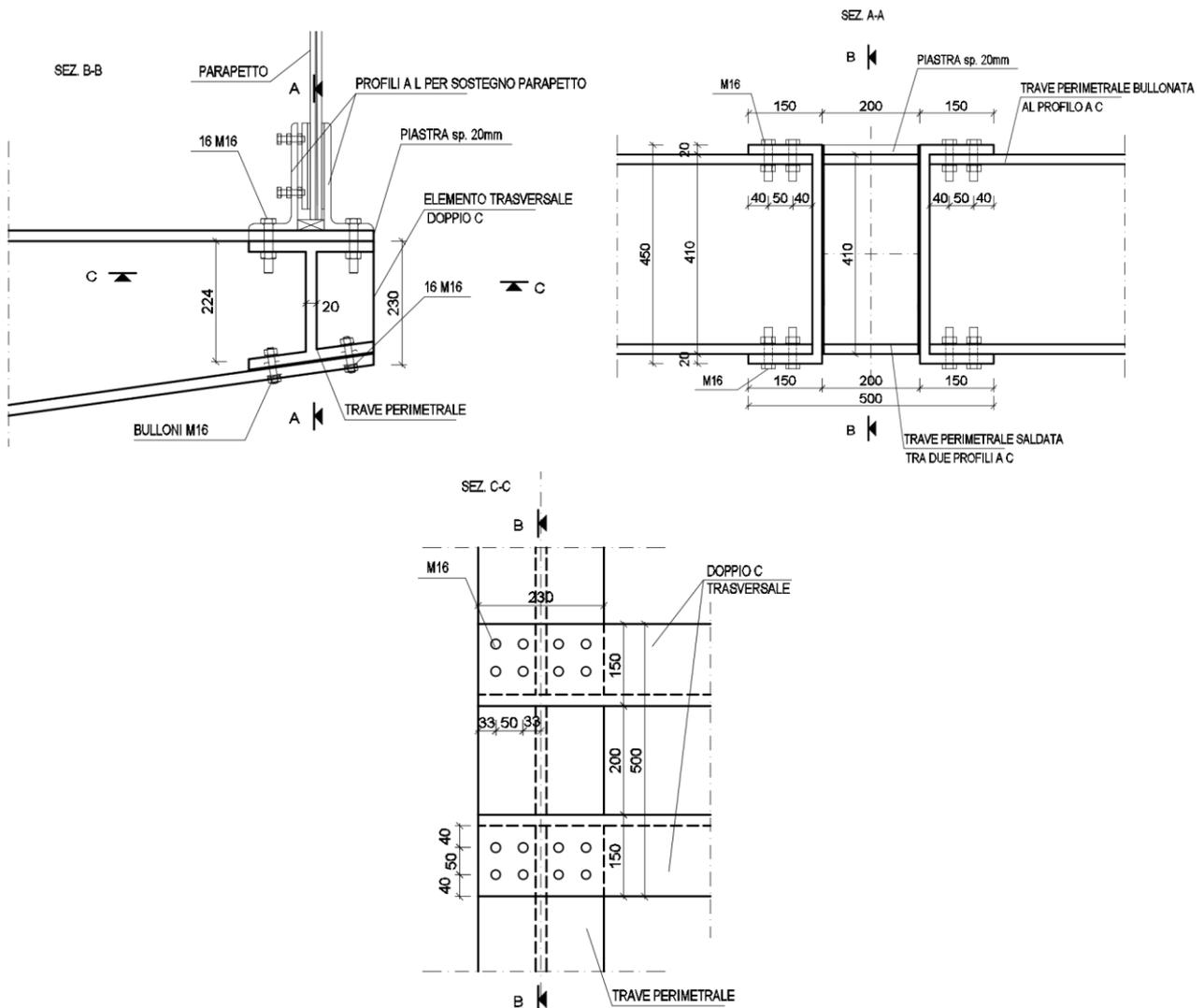


Figura 51: Unione trave perimetrale - trave trasversale

Le sollecitazioni che agiscono sulla sola porzione superiore dell'unione derivano dalle azioni sul parapetto. In particolare si ha:

h max parapetto	1.4 m
interasse max trasversi	2.25 m
pressione vento	1.3 kN/m ²
F orizz vento	4.1 kN

momento alla base per vento	2.9 kNm
F orizz folla	1.5 kN/m
Fh folla	3.38 kN
h applicazione Fh folla	1.1 m
momento alla base della folla	3.71 kNm
Fh SLE	7.5 kN
Fh SLU	11.2 kN
M SLE	6.6 kNm
M SLU	9.9 kNm

In base alla geometria di questa porzione di unione si ricavano le sollecitazioni che agiscono su ciascun bullone:

distanza bulloni estremi	0.165 m
numero bulloni per ciascuna estremità	2 -
numero bulloni	8 -
F taglio 1 bullone	1.40 kN
F assiale max 1 bullone	29.90 kN

CLASSE BULLONI

CL. Bullone	8.8 -
bullone M	16 -
nr. Bulloni	8 -
nr. facce	1 -
fyb	640 Mpa
ftb	800 Mpa
Ares	157 mm ²
γM2	1.25 -
γM3,SLU	1.25 -
γM3,SLE	1.1 -
γM7	1.1 -

RESISTENZA A TAGLIO (SLU)

Complessivo dell'unione bullonata

Fv,Rd, tot 482 KN

Per singolo bullone

Fv,Rd 60 KN

Ved comb. 1.4 kN

FS 43.0 - ok

RIFOLLAMENTO

sp. min piastra 20 mm
Acciaio S 355 Mpa
ftk 510 Mpa
d 16 mm
d0 17 mm
k 2.5 -
alpha 0.4 -

Fb,Rd 130.6 KN

F ed, 1 bullone 1.4 kN

FS 93.2 - ok

PUNZONAMENTO

tp 20 mm
dm 24 mm

Bp,Rd 369.1 kN

Ned, max 1 bullone 29.9 kN

FS 12.3 - ok

VERIFICA TAGLIO+TRAZIONE (SLU)

Fv,Ed 1.4 kN

Ft,Ed 29.9 kN

Fv,Rd 60 kN

Ft,Rd 90 kN

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

In aggiunta a tali sollecitazioni si devono considerare le massime sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo globale:

	P	V2	V3
	KN	KN	KN
MIN	-357	-28	-24
MAX	339	27	25

Dove P agisce come forza di taglio longitudinale per l'unione bullonata, V3 agisce come forza di taglio trasversale e V2 agisce come forza assiale per i bulloni.

Queste sollecitazioni agiscono sulla totalità dell'unione, pertanto su ciascun bullone dell'unione si hanno le seguenti forze massime:

Ved tot	Ned assiale
KN	KN
22	2

A tali sollecitazioni si sommano, a favore di sicurezza, anche le sollecitazioni locali, ottenendo:

Ved = 23.8 kN
Ned = 31.7 kN

CLASSE BULLONI

CL. Bullone 8.8 -
bullone M 16 -
fyb 640 Mpa
ftb 800 Mpa
Ares 157 mm²
γM2 1.25 -
γM3,SLU 1.25 -
γM3,SLE 1.1 -
γM7 1.1 -

RESISTENZA A TAGLIO (SLU)

Fv,Rd 60 KN
Ved comb. 24 kN
FS 2.5 - ok

RIFOLLAMENTO

sp. min piastra 20 mm
Acciaio S 355 Mpa
ftk 510 Mpa
d 16 mm
d0 17 mm
k 2.5 -
alpha 0.4 -

Fb,Rd 130.6 KN
F ed, 1 bullone 23.8 kN
FS 5.5 - ok

PUNZONAMENTO

tp 20 mm
dm 24 mm

Bp,Rd 369.1 kN
Ned, max 1 bullone 32 kN
FS 11.7 - ok

VERIFICA TAGLIO+TRAZIONE (SLU)

Fv,Ed 24 kN
Ft,Ed 32 kN
Fv,Rd 60 kN
Ft,Rd 90 kN
Verifica 0.64 <=1 ok

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

6.12 Giunti

L'impalcato subisce sotto l'azione sismica uno spostamento massimo al collasso pari a 63 m. Per effetto della temperatura, considerando una variazione termica uniforme di $\pm 37.5^\circ$, ottenuta incrementando del 50% la variazione di temperatura prevista per le strutture in acciaio esposte, e considerando che gli spostamenti sono consentiti da una sola estremità della rampa, si ottiene uno spostamento pari a:

$$\eta = \alpha \Delta t L = 28 \text{ mm}$$

Poiché nella combinazione sismica gli effetti della temperatura sono valutati con un coefficiente pari a 0.5, lo spostamento totale risulta pari ± 80 mm.

La Piastra si scavalco a cui è collegata la rampa in acciaio può subire uno spostamento massimo di ulteriori 80 mm. Si prevede, pertanto, un giunto che consente spostamenti da ± 160 mm.

6.13 Dispositivo di appoggio sulla rampa in c.a.

La rampa in acciaio e quella in c.a. sono collegate tra loro mediante un appoggio in neoprene armato. Si riportano gli scarichi in appoggio per ciascuna condizione di carico elementare.

OutputCase	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	KN	KN	KN
DEAD		1	0	38
G2		3	0	76
Qk2_neve		0	0	9
Ex	Max	476	0	27
Ey	Max	0	70	0
Ez	Max	40	0	8
ENV_folla	Max	3	0	88
ENV_folla	Min	0	-13	-10
ENV_vento	Max	1	5	20
ENV_vento	Min	0	-7	0
ENV_Tot_TERMICA	Max	90	0	9
ENV_Tot_TERMICA	Min	-90	0	-9
ENV_cedimenti	Max	1	0	23
ENV_cedimenti	Min	-4	0	-16

Gli scarichi massimi verticali, per le varie combinazioni considerate, sono i seguenti:

OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
SLU1	Combination	Max	92	5	350
SLU1	Combination	Min	-79	-26	122
SLU2	Combination	Max	93	5	364
SLU2	Combination	Min	-79	-26	136
SLU3	Combination	Max	93	8	362
SLU3	Combination	Min	-79	-30	122
SLU4	Combination	Max	146	5	355
SLU4	Combination	Min	-133	-26	117
SLE1	Combination	Max	62	3	243
SLE1	Combination	Min	-53	-17	83
SLE2	Combination	Max	62	3	252
SLE2	Combination	Min	-53	-17	93
SLE3	Combination	Max	62	5	251
SLE3	Combination	Min	-53	-20	83
SLE4	Combination	Max	98	3	246
SLE4	Combination	Min	-89	-17	80
SLEF1	Combination	Max	62	1	235
SLEF1	Combination	Min	-53	-14	83
SLEF2	Combination	Max	61	1	222
SLEF2	Combination	Min	-53	-11	95
SLEF3	Combination	Max	62	5	229
SLEF3	Combination	Min	-54	-17	86
SLEF4	Combination	Max	97	3	225
SLEF4	Combination	Min	-90	-14	82
SLEQP	Combination	Max	50	0	142
SLEQP	Combination	Min	-45	0	94
SLV1	Combination	Max	493	21	185
SLV1	Combination	Min	-487	-24	67
SLV2	Combination	Max	160	70	166
SLV2	Combination	Min	-154	-73	86
SLV3	Combination	Max	188	21	171
SLV3	Combination	Min	-182	-24	81
Nvert max			493	70	364
Nvert min			-487	-73	67

6.14 Ritegni trasversali in corrispondenza della rampa in c.a.

Si riportano di seguito le verifiche relative ai ritegni sismici trasversali.

Si sintetizzano nel prospetto di seguito le azioni che interessano i ritegni sismici trasversali.

Attraverso una modellazione tirante-puntone, che schematizza il ritegno con una mensola tozza, si ottengono i risultati riportati di seguito.

Il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale corrispondente all'armatura tesa e da un puntone di calcestruzzo inclinato che riporta il carico P entro il bordo della mensola. Con le dimensioni geometriche indicate nella Figura di seguito, attraverso l'equilibrio del nodo caricato si ottiene la portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura e di resistenza del puntone di calcestruzzo. Il calcolo è sintetizzato nel prospetto di seguito.

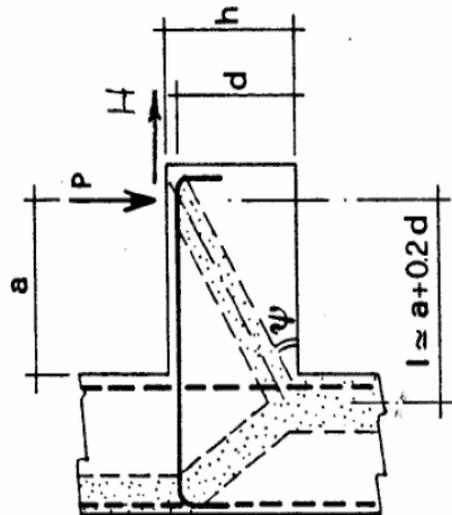


Figura 52: Meccanismo resistente di riferimento

Larghezza mensola	b	500	mm
Altezza mensola	h	400	mm
Copri ferro tirante principale all'asse	c	48	mm
Altezza utile	$d=h-c$	352	mm
Distanza di applicazione carico	a	500	mm

Materiali

Resistenza di calcolo snervamento acciaio	f_{ywd}	391.3	MPa
Resistenza caratteristica Cubica Cls	R_{ck}	37.00	MPa
Fattore parziale materiale Cls	γ_c	1.5	
Resistenza caratteristica Cilindrica Cls	$f_{ck}=0.83 \times R_{ck}$	30.71	MPa

Resistenza di calcolo Cilindrica Cls	$f_{cd}=0.85x f_{ck}/\gamma_c$	17.40	MPa
Sollecitazioni agenti			
Sollecitazione verticale agente di calcolo	P_{Ed}	75	kN
Sollecitazione orizzontale agente di calcolo	H_{Ed}	0	kN
Sollecitazione assiale	N_{Ed}	0	kN
Armatura tirante principale			
Numero di barre di armatura	n	6	
Diametro armatura corrente principale	\varnothing_l	16	mm
Area totale di acciaio tirante principale	A_{sl}	1206	mm ²
Verifiche di resistenza			
Lunghezza teorica tirante principale	l	570	mm
Parametro inclinazione	$\lambda=l/(0.9d)\approx ctg\psi$	1.801	
Parametro che tiene conto della staffatura dell'elemento di attacco della mensola (c=1 per sbalzi non provvisti di staffatura e c=1.5 per sbalzi provvisti di staffatura)	c	1	
Resistenza del tirante costituito dall'armatura tesa	P_{rs}	262	kN
Resistenza del puntone di cls compresso	P_{rc}	289	kN
Verifica gerarchia di resistenza ($P_{rs}<P_{rc}$)	Esito	Verifica positiva	
Fattore di sicurezza tirante teso	FS_{acc}	3.50	
Fattore di sicurezza puntone compresso	FS_{CLS}	3.85	

6.15 Piastra di base

L'intera struttura metallica viene collegata tramite le colonne alla fondazione in cemento armato. Nel caso in esame si farà riferimento al tipo di giunzione riportato in figura sotto: colonna saldata 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 circolare di diametro 700mm e spessore 40 mm e da 12 tirafondi M30 di classe 8.8, disposti come riportato nella seguente figura.

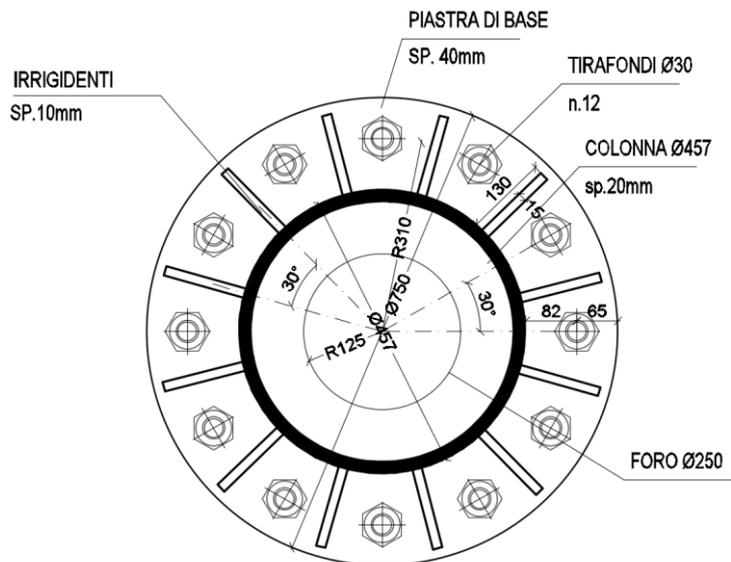


Figura 53: Piastra del giunto di base

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	M torc
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Flong max	13-SLU4Max	37	0.3	796	192	296	1
F long min	13-SLU4Min	-36	-4.0	392	-31	-288	0
F trasv max	87-SLU3Max	23	38.4	982	94	111	16
F trasv min	87-SLU3Min	-24	-11.0	408	-21	-114	-4
N vert max	87-SLU2Max	23	33.1	987	81	110	16
N vert min	84-SLU4Min	-34	-1.5	285	-29	-204	-1

M trasv max	13-SLU3Max	24	0.5	822	223	193	1
M trasv min	18-SLU3Min	-20	-1.8	504	-53	-154	-1
M long max	13-SLU4Max	37	0.3	796	192	296	1
M long min	13-SLU4Min	-36	-4.0	392	-31	-288	0

		V long	V trasv	N vert	M trasv	M long	M torc
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
F long max	287-SLV1Max	9	19	500	103	42	11
F long min	287-SLV1Min	-8	-15	222	-94	-40	-10
F trasv max	13-SLV2Max	3	86	379	757	27	35
F trasv min	13-SLV2Min	-2	-87	269	-738	-17	-35
N vert max	287-SLV1Max	9	19	500	103	42	11
N vert min	84-SLV1Min	-6	-20	132	-134	-35	-8
M trasv max	13-SLV2Max	3	86	379	757	27	35
M trasv min	13-SLV2Min	-2	-87	269	-738	-17	-35
M long max	287-SLV1Max	9	19	500	103	42	11
M long min	287-SLV1Min	-8	-15	222	-94	-40	-10

6.15.1 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.

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

σ_{smax} tirafondo	420	Mpa
$F_{t,Ed} max$	244.0	kN

Dove:

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

A è l'area del singolo tirafondo = 581 mm².

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

$$F_{v,Ed} \max = 18 \text{ kN}$$

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

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

$$F_{t,Rd} = 0.9 * f_{tbk} * A_{res} / \gamma_{M2} = 334.7 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{tbk} * A_{res} / \gamma_{M2} = 223.1 \text{ kN}$$

Si verifica quindi:

Fv,Ed	Ft,Ed	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$
kN	kN	
18	244	0.60

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

$$F_{tEd_sfilamento} = F_{tEd} = 244.0 \text{ kN}$$

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

$$F_{t,Rd_sfilamento} = \pi D l_{bd} f_{bd} = 330.0 \text{ kN} > F_{t,Ed} = 244.7 \text{ kN}$$

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 1300mm.

6.15.2 Verifica della piastra di ancoraggio al plinto

VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE CIRCOLARI PER COLONNE TUBOLARI		
Materiali utilizzati		
Valore di snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{yk,c}$	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio della colonna	$f_{uk,c}$	510 [N/mm ²]
Valore di snervamento dell'acciaio dei tirafondi	$f_{yk,t}$	640 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio dei tirafondi	$f_{uk,t}$	800 [N/mm ²]
Valore di snervamento dell'acciaio della piastra	$f_{yk,b}$	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio della piastra	$f_{uk,b}$	510 [N/mm ²]
Coefficienti di sicurezza		
Coefficiente di sicurezza per le sezioni lorde	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente di sicurezza per sezioni nette e per i tirafondi	γ_{M2}	1.25 [-]
Caratteristiche geometriche		
Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{c,ext}$	457.00 [mm]
Spessore della colonna tubolare	t_c	30.00 [mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{c,int}$	397 [mm ²]
Area della sezione trasversale	A_c	40244 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_c	921729049 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,c}$	4033825 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,c}$	5478870 [mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{c,ext}/t_c$	15.23333333 [-]
	ε	0.81 [-]
	CL	Classe 2 [-]
Momento resistente della colonna	$M_{Rd,c}$	1852.38 [kNm]

25% del momento resistente	$25\%M_{Rd,c}$	463.09 [kNm]
Sollecitazioni di progetto		
Forza assiale (positiva se di compressione)	$N_{Ed,c}$	687.00 [kN]
Forza assiale (negativa se di trazione)	$N_{Ed,t}$	[kN]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	757.00 [kNm]
Tensione massima nei tirafondi (da Gelfi)	σ_t	420.00 [N/mm ²]
Tasso di lavoro della colonna per pura flessione	ρ_c	0.41 [-]
Verifica di resistenza dei tirafondi		
Diametro dei tirafondi	ϕ_t	27.00 [mm]
Area della sezione lorda del tirafondo	A_t	573 [mm ²]
Area della sezione netta del tirafondo	$A_{t,netta}$	447 [mm ²]
Resistenza della sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	348.99 [kN]
Resistenza della sezione netta	$N_{u,Rd}$	257.24 [kN]
Resistenza minima del tirafondo	$N_{min,Rd}$	257.24 [kN]
Sollecitazione nel tirafondo	$N_{t,Ed}$	240.47 [kN]
Tasso di lavoro del tirafondo	ρ_t	0.93 [-]
Resistenza della piastra lato tirafondi		
Distanza tra la colonna ed il tirafondo	s	70.00 [mm]
Spessore della piastra di base	t_b	40.00 [mm]
Larghezza efficace della piastra di base	b_{eff}	167 [mm]
Modulo di resistenza plastico della piastra	$W_{pl,b}$	66800 [mm ³]

VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE CIRCOLARI PER COLONNE TUBOLARI		
Momento resistente della piastra di base	$M_{pl,Rd}$	22.58 [kNm]
Momento sollecitante della piastra di base	$M_{b,Ed}$	18.01 [kNm]
Tasso di lavoro della piastra di base	$\rho_{b,t}$	0.80 [-]
Resistenza della piastra lato calcestruzzo		
Diametro della piastra di base	d_b	700.00 [mm]
Resistenza del grout sotto la piastra	f_{jd}	20.00 [N/mm ²]
Coefficiente di ripartizione	c	95 [mm]
Diametro effettivo esterno	$d_{b,eff,ext}$	646.90 [mm]
Diametro effettivo interno	$d_{b,eff,int}$	207.10 [mm]
Considerare o meno la ripartizione interna		si [-]
Area efficace della piastra di base	$A_{c,eff}$	294992 [mm ²]
Resistenza efficace del grout al di sotto della piastra	$N_{j,Rd}$	5900 [kN]
Forza assiale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	360 [kN]
Tasso di lavoro del grout	ρ_j	0.06 [-]
Distanza tra bordo piastra e bordo colonna	S_b	121.5 [mm]
Ripartizione effettiva	c_{eff}	95 [mm]
Modulo di resistenza plastico della piastra	$W_{pl,b}$	400 [mm ³ /mm]
Momento resistente della piastra di base	$M_{pl,Rd}$	0.135 [kNm/m]
Momento sollecitante della piastra di base	$M_{b,Ed}$	0.090 [kNm/m]
Tasso di lavoro della piastra di base	$\rho_{b,c}$	0.67 [-]

6.16 Plinto di fondazione

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 5 micropali di diametro 30cm.

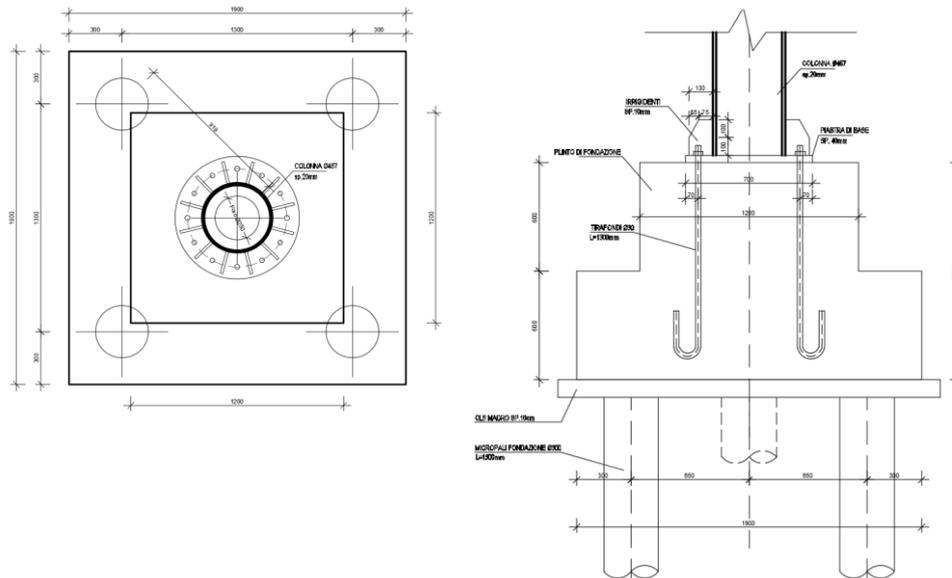


Figura 54: Plinto di fondazione

Le sollecitazioni che agiscono all'intradosso del plinto sono:

	N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv	M torc
13-SLU4Max	872	340	193	37	0	1
13-SLU4Min	468	-331	-36	-36	-4	0
87-SLU3Max	1058	138	140	23	38	16
87-SLU3Min	484	-142	-34	-24	-11	-4
87-SLU2Max	1063	137	121	23	33	16
84-SLU4Min	361	-244	-30	-34	-1	-1
13-SLU3Max	898	222	224	24	0	1
18-SLU3Min	579	-178	-55	-20	-2	-1
13-SLU4Max	872	340	193	37	0	1
13-SLU4Min	468	-331	-36	-36	-4	0
13-SLE4Max	626	232	129	25	0	1
13-SLE4Min	350	-223	-24	-24	-3	0
287-SLE3Max	759	98	93	16	26	11
287-SLE3Min	352	-99	-23	-16	-7	-3

287-SLE2Max	762	130	108	16	22	11
84-SLE4Min	263	-231	-30	-23	-1	-1
13-SLE3Max	643	213	149	17	0	1
18-SLE3Min	416	-170	-37	-13	-1	-1
13-SLE4Max	626	232	129	25	0	1
13-SLE4Min	350	-223	-24	-24	-3	0
287-SLV1Max	576	52	125	9	19	11
287-SLV1Min	298	-50	-113	-8	-15	-10
13-SLV2Max	455	32	861	3	86	35
13-SLV2Min	345	-20	-842	-2	-87	-35
287-SLV1Max	576	52	125	9	19	11
84-SLV1Min	208	-42	-158	-6	-20	-8
13-SLV2Max	455	32	861	3	86	35
13-SLV2Min	345	-20	-842	-2	-87	-35
287-SLV1Max	576	52	125	9	19	11
287-SLV1Min	298	-50	-113	-8	-15	-10
	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm

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

	Nmax	Nmin	Tmax
SLE	268	-48	9
SLU	379	-47	13
SLV	434	-262	27
	kN	kN	kN

6.16.1 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.

6.16.1.1 Verifica a compressione

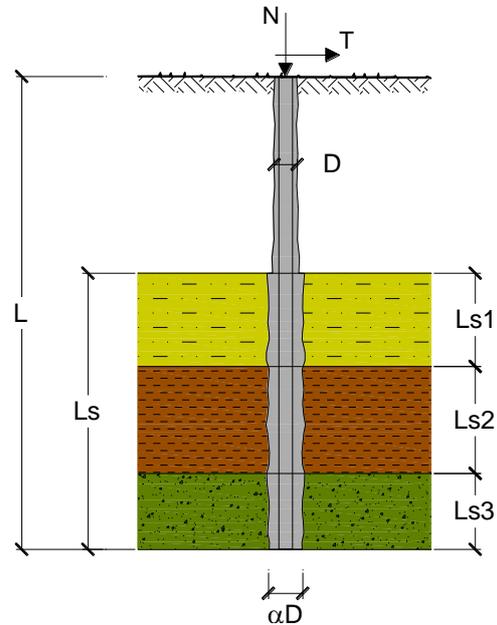
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	434	0.00	434.21
T (kN)	27	0.00	26.82



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
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	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 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

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 12,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 7807 (mm²)
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 4.200E+07 (mm⁴)
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 383 376 (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
	13.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.041	551.51
			0.00			0.000	0.00

Ls = 18.00 (m) QI = 657.57 (kN)

Capacità portante di punta

Qp = %Punta * QI (consigliato 10-15%)

% Punta 15% Qp = 98.63 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Q_{lim} = Q_b + Q_I

Q_{lim} = 756.20 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

F_s = Q_{lim} / N (F_s > 1)

F_s = 1.74

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 1.10 (N/mm²)

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

$Pk = 6216.76$ (MN) $\eta = 14.32$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$b = 0.454$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 29.54$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 132.65$ (N/mm²)

$\sigma_{min} = -21.43$ (N/mm²)

$\tau = 6.87$ (N/mm²)

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

$\sigma_{id} = 133.19$ (N/mm²) verifica soddisfatta

6.16.1.2 Verifica a trazione

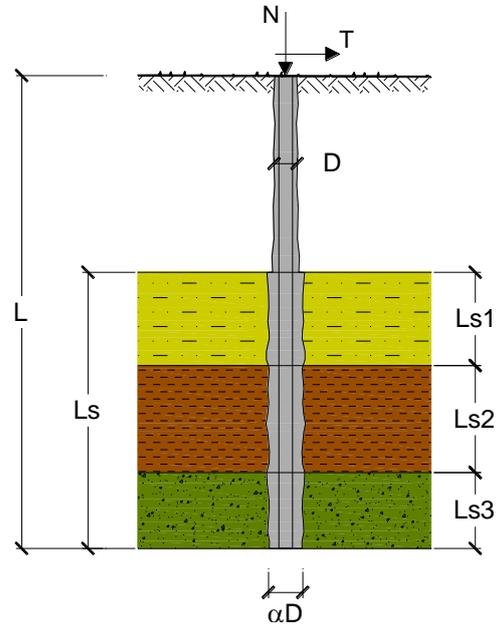
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-262	0.00	-262.48
T (kN)	27	0.00	26.82



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	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 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

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø219,1 x 12,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 7807 (mm²)
 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 4.200E+07 (mm⁴)
 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 383 376 (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 (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
	5.00	1.10	0.33	0.040	0.040	0.019	97.57
	13.00	1.10	0.33	0.080	0.080	0.038	507.39
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 18.00$ (m) $QI = 604.96$ (kN)

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta * QI$ (consigliato 10-15%)

% Punta 0% $Qp = 0.00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + QI$

$Qlim = 604.96$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

$Fs = 2.30$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 1.10 (N/mm²)

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

$Pk = 6216.76$ (MN) $\eta = --$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$b = 0.454$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 29.54$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 43.42$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -110.66$ (N/mm²)

$\tau = 6.87$ (N/mm²)

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

$\sigma_{id} = 111.30$ (N/mm²) verifica soddisfatta

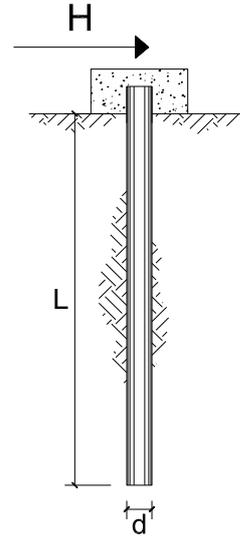
6.16.1.3 Verifica per le forze orizzontali

**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 =	18.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.30	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	129.62	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	25.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	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 $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	14.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	27	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 5029.34 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 5029.34 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 1683.65 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 1683.65 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 132.94 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 132.94 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 132.94 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 132.94 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 78.20 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 60.15 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 27.00 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 2.23$$

6.17 Sollevamento dell'impalcato per manutenzione

Si analizza la condizione di sollevamento della sovrastruttura della rampa in acciaio mediante martinetti per manutenzione o sostituzione dei dispositivi di appoggio. Si ipotizza che il sollevamento sia effettuato con l'ausilio di due martinetti ai lati di ciascun appoggio.

Tale situazione è schematizzata mediante un apposito modello di calcolo, nel quale si solleva l'impalcato in corrispondenza della colonna centrale.

Durante il sollevamento si ipotizza la presenza dei pesi permanenti strutturali e portati e del carico accidentale di manutenzione, ma non della folla.

Nelle analisi e verifiche che seguono si è adottata la seguente combinazione di carico:

$$G1 + G2 + Qk1_H + 0.6*\Delta T$$

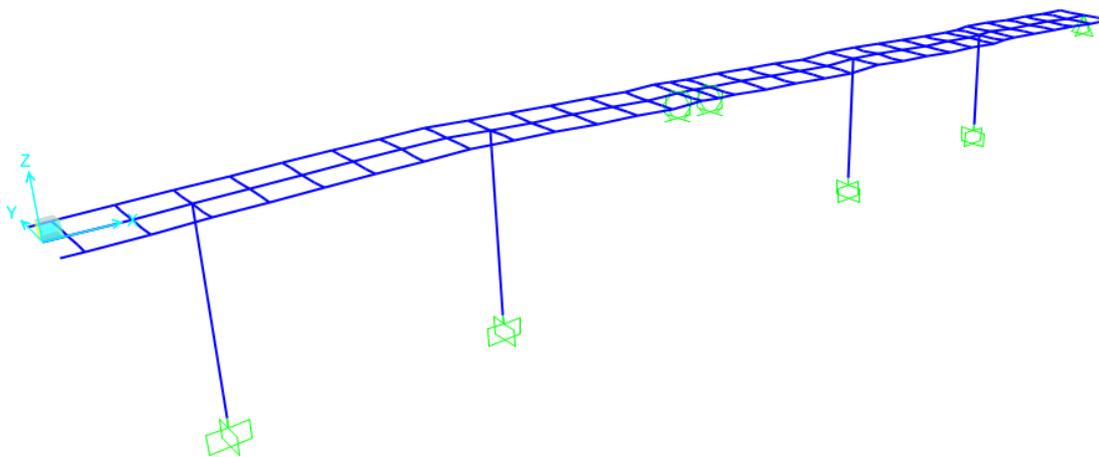


Figura 55: Modello di calcolo E.F. rampa acciaio in fase di sollevamento su due punti

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative delle sollecitazioni della rampa in acciaio durante il sollevamento.

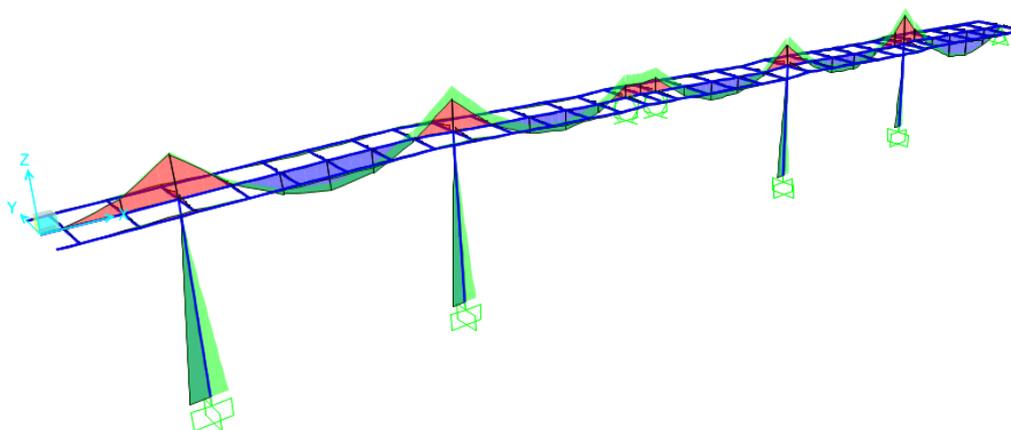


Figura 56: Momento flettente M33

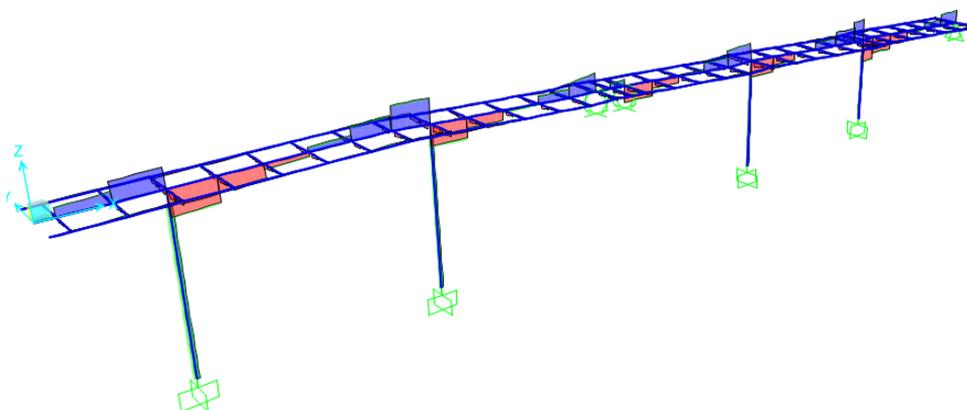


Figura 57: Taglio V22

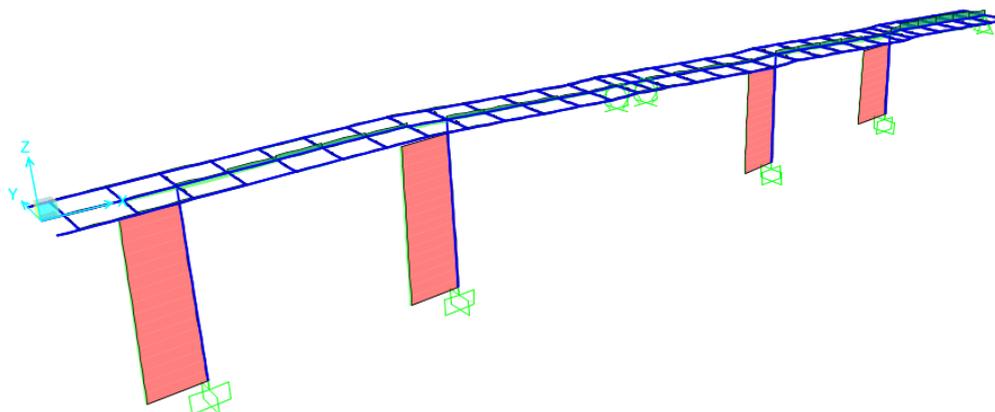


Figura 58: Sforzo assiale N

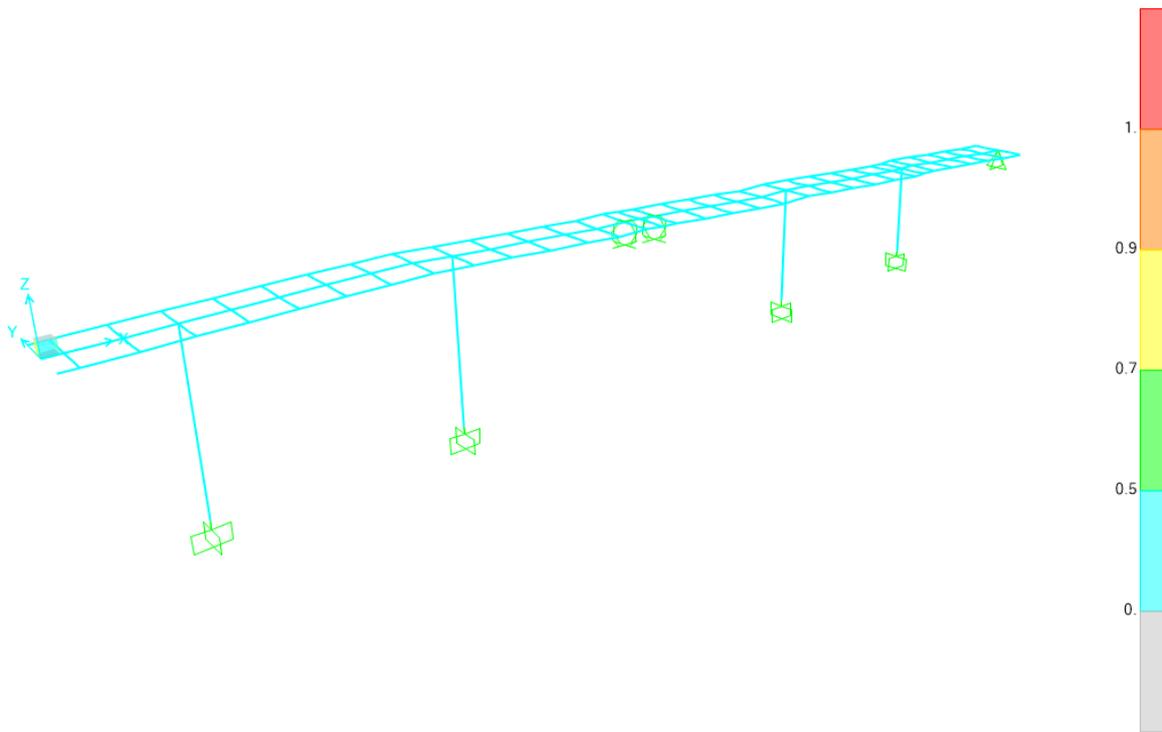


Figura 59: Modello di calcolo E.F. durante il sollevamento – Verifiche strutturali secondo NTC18

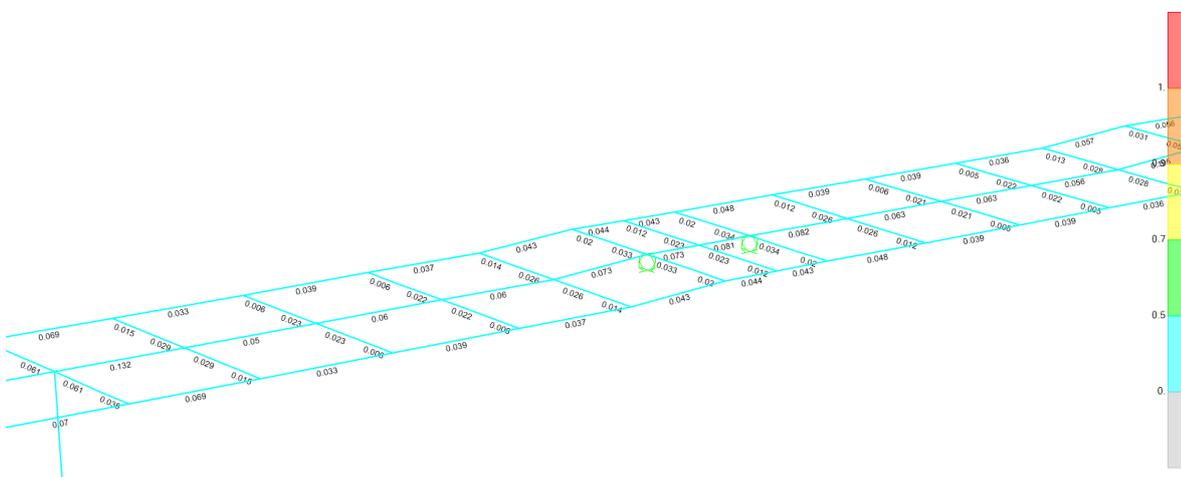


Figura 60: Modello di calcolo E.F. durante il sollevamento – Dettaglio tasso di lavoro verifiche strutturali secondo NTC18

Come si evince dall'immagine sopra riportata, le sollecitazioni massime durante il sollevamento sono comunque compatibili con le resistenze dei profili utilizzati, pertanto le verifiche sono soddisfatte.

6.18 Calcolo delle incidenze

SectionName	Material	Shape	TotalMass
Text	Text	Text	ton
2H450	S355	SD Section	22.0
Ø457 sp30	S355	Pipe	11.7
Trave			
perimetrale	S355	I/Wide Flange	12.7
VAR Trasversale	S355	Nonprismatic	17.7
			64.0

7 PORTALE DI INGRESSO

Si verifica, nel seguente capitolo, il portale posto nel tratto iniziale della rampa di accesso.

La struttura portante è composta da due montanti e un elemento trasversale di sommità, aventi profilo a doppio C e interasse longitudinale pari a 2 m. I montanti hanno interasse trasversale pari a 3.20m e longitudinalmente sono collegati da ulteriori elementi sempre con profilo a doppio C.

Per i primi 3 campi del portale, sia lateralmente che in copertura, sono presenti controventi di piano, di diametro 25 mm.

Tale portale ha altezza variabile, da un massimo di 3.25m in corrispondenza dell'inizio della rampa di accesso, fino a un minimo di 30cm.

Queste strutture sono rivestire da una doppia lamiera striata per tutta la superficie, ad esclusione della parte inferiore in cui è presente il parapetto in vetro (h =145cm).

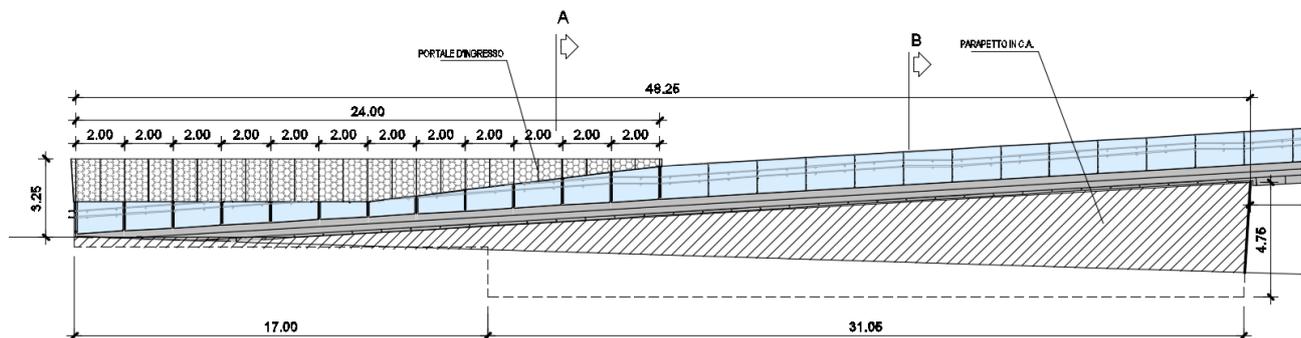


Figura 61: Portale di ingresso alla rampa - Prospetto

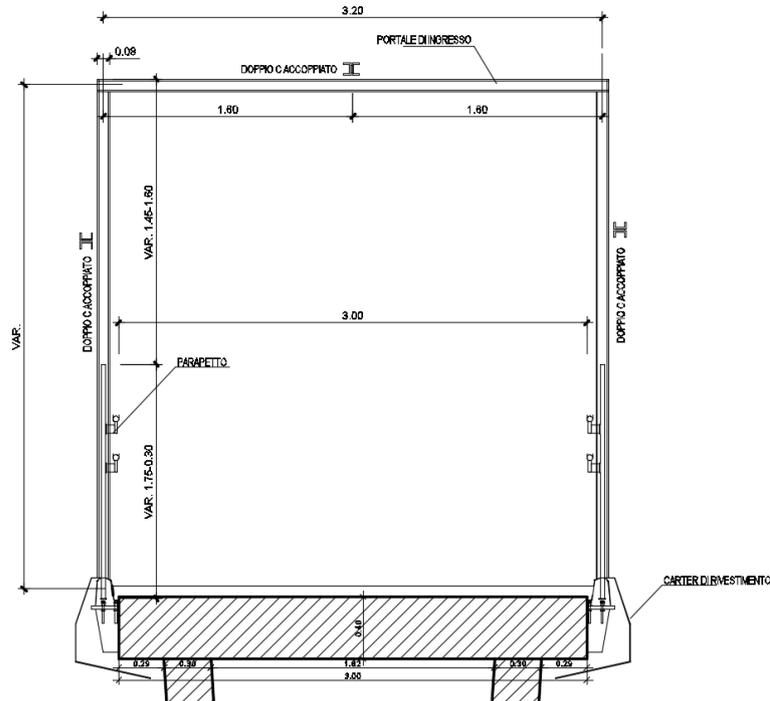


Figura 62: Portale di ingresso alla rampa – sezione A-A

7.1 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
Qk3_vento	Wind
Qk4_neve	Snow
ΔT	Temperature

7.1.1 Pesì propri G1-G2

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

I pesì propri portati, riferiti al metro lineare di struttura, sono elencati a seguire:

PACCHETTO DI COPERTURA	carico unitario
	kN/m ²
Pannello sandwich (lamiera zincata+materassino di lana minerale)	0.5
Riverclack	0.5
Finiture - TOTALE (kN/m ²)	1

RIVESTIMENTO LATERALE	carico unitario
	kN/m ²
peso lamiera stirata	0.03

interasse montanti	2.0	m
peso portato copertura	2.0	kN/m
lamiera stirata (2 lamiere)	0.12	kN/m

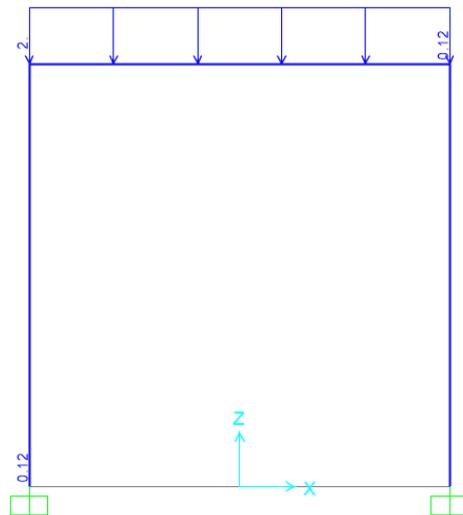


Figura 63: Applicazione dei permanenti portati

7.1.2 Carico accidentale da manutenzione Qk1

Si considera un carico accidentale per manutenzione di 0.50 kN/m².

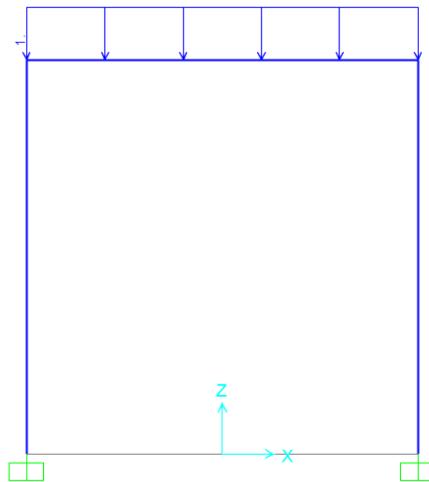


Figura 64: Applicazione del carico accidentale per manutenzione

7.1.3 Carico neve Qk2

Per il calcolo del carico neve si rimanda al § 6.1.3.

q neve 0.48 kN/m²
 0.96 kN/m

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

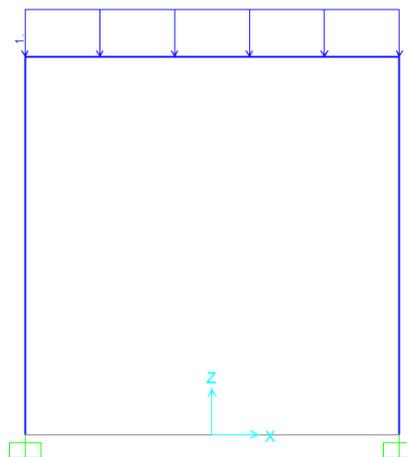


Figura 65: Applicazione del carico neve

7.1.4 Carico vento Qk3

Per il calcolo del carico del vento si rimanda al § 6.1.4.

Le lamiere stirate hanno una percentuale di fori pari al 36%, pertanto si considera una riduzione della superficie investita dal vento.

q vento	1.3 kN/m ²	
coeff rid	0.64 -	36% sup forata lamiere
q vento tang	10.63 N/m ²	
h parapetto vetro	1.45 m	
h lamiera portale	1.7 m	
interasse long portale	2 m	
q vento inf	2.6 kN/m	
q vento sup	1.7 kN/m	
q vento tang	0.02 kN/m	

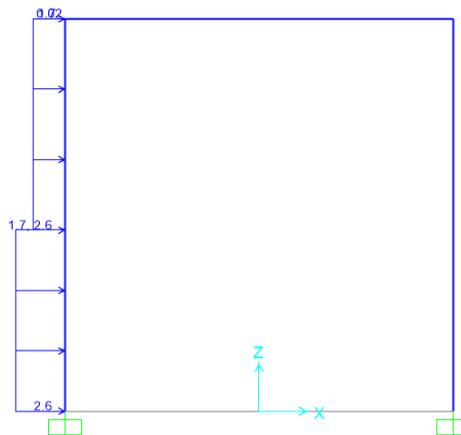


Figura 66: Applicazione dell'azione del vento - asimmetrico

7.1.5 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_w , 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 7.67: 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 $\alpha = 0.00001$.

7.1.6 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si rimanda al § 6.1.6

7.2 Combinazioni di carico

I carichi sopra descritti sono stati combinati come a seguire.

TABLE: Combination Definitions								
ComboName	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	ΔT	Ex	
Text								
SLU01	1.3	1.5	0	1.5	0.9	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
SLU4	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	0.9	0	0
SLER01	1	1	0	1	0.6	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	1	0.5	0.6	0.6	0	0
SLEF	1	1	0	0	0.2	0.6	0	0
SLEQP	1	1	0	0	0	0.5	0	0
SLV1	1	1	0	0	0	0	1	1

7.3 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*.

Si esegue una analisi piana del portale avente altezza massima.

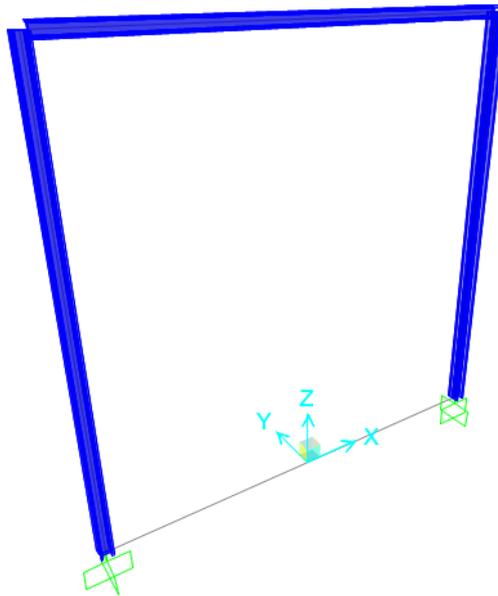


Figura 68: Modello agli elementi finiti del portale

7.4 Analisi e verifica delle deformazioni

A seguire si riportano gli spostamenti dei nodi del modello.

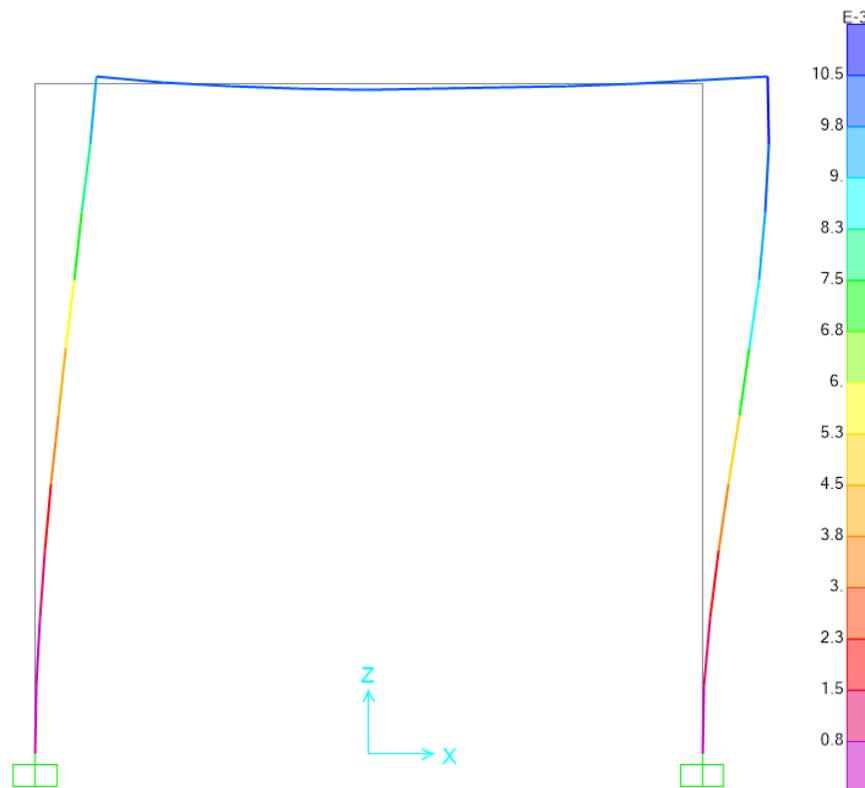


Figura 69: Massimi spostamenti combinazione SLE

Lo spostamento orizzontale massimo dei montanti è compatibile con i massimi valori di deformazione prescritti dalle NTC2018.

$$dh = 10.5 \text{ mm} < h/300 = 3.25 \text{ m} / 300 = 10.8 \text{ mm}$$

7.5 Analisi delle sollecitazioni agenti

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

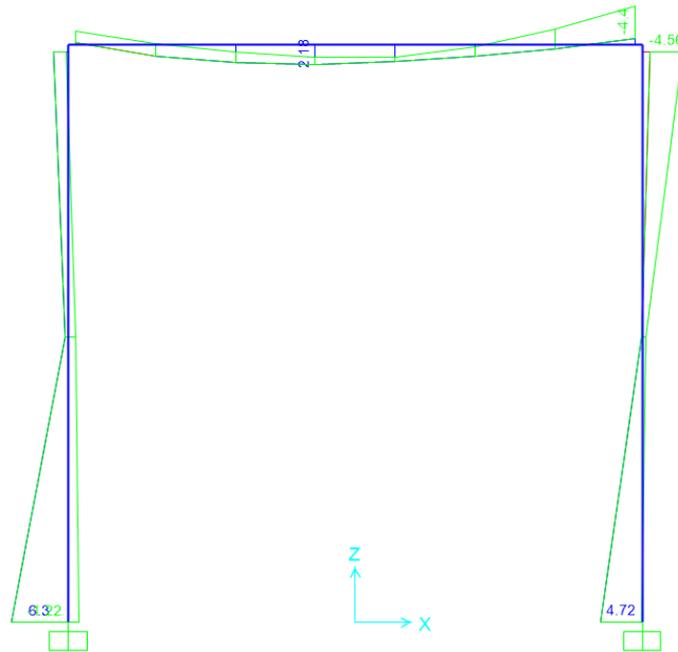


Figura 70: Involuppo SLU/SLV – Massimi momenti flettenti M33

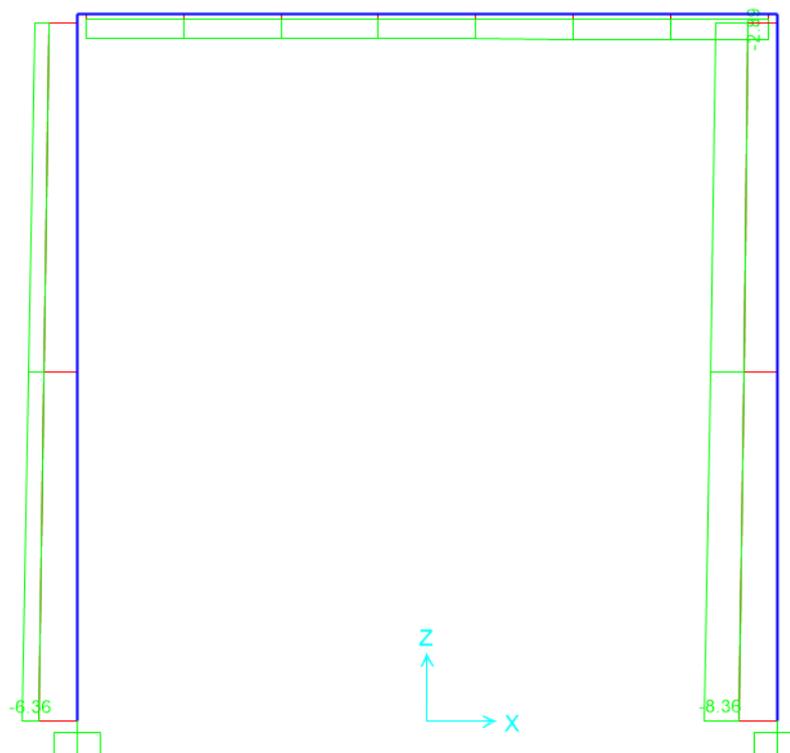


Figura 71: Involuppo SLU/SLV – Massimi sforzi normali

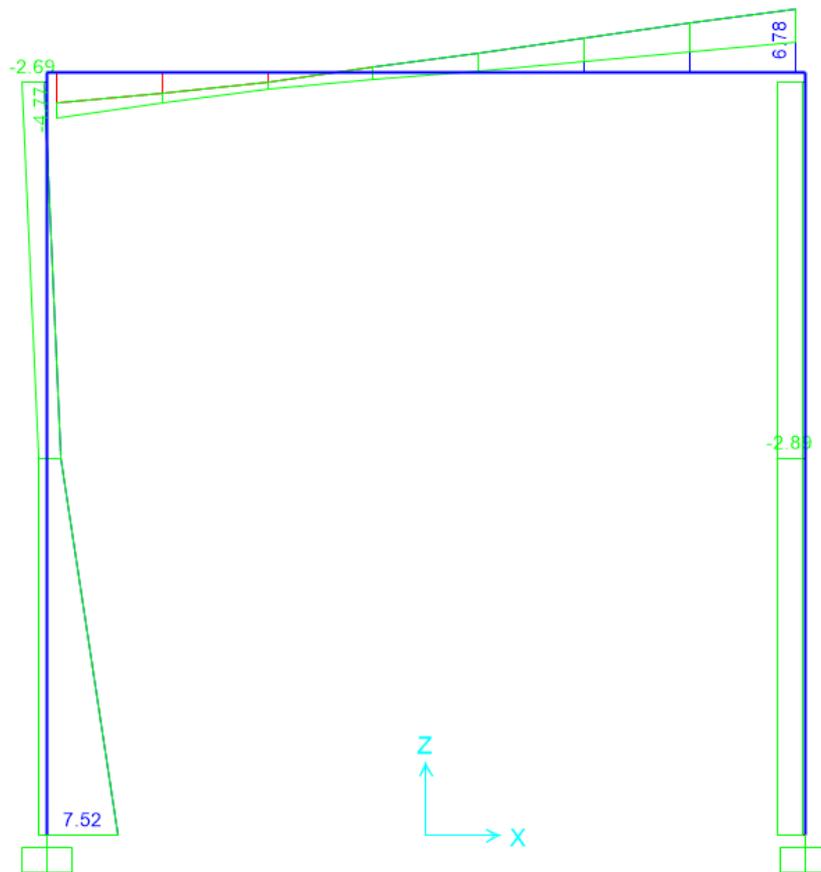


Figura 72: Involuppo SLU/SLV – Massimi sforzi di taglio V22

7.6 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.

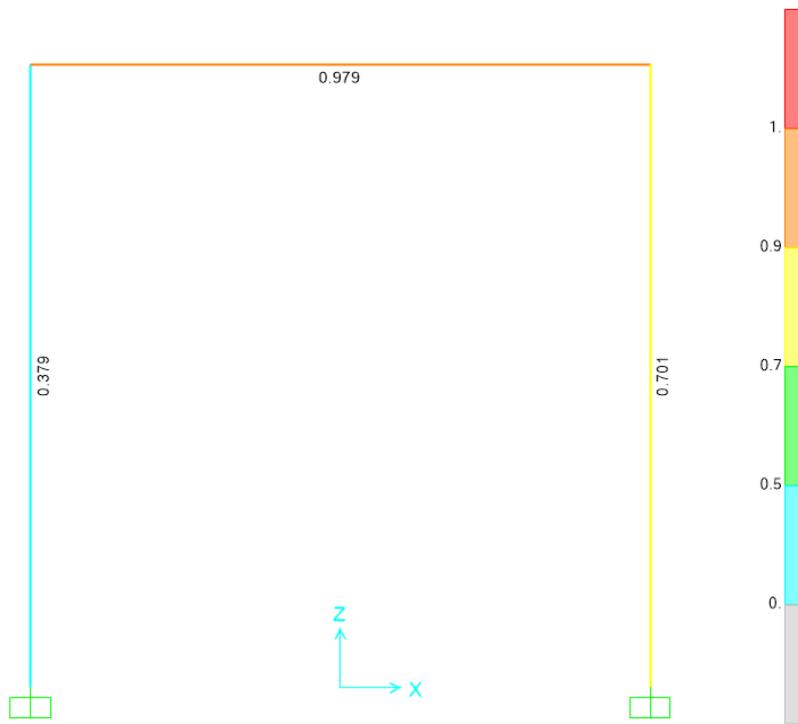
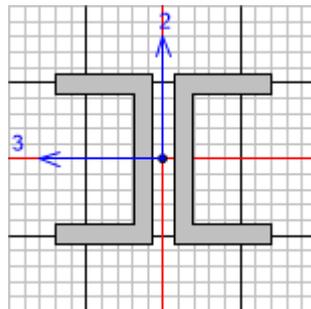


Figura 73: Verifica grafica pensilina

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.

7.6.1 Profilo doppio C



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

Frame : 2	X Mid: 0.	Combo: SLU1	Design Type: Beam
Length: 3.2	Y Mid: 0.	Shape: DOPPIA C	Frame Type: Non Dissipative
Loc : 3.16	Z Mid: 3.25	Class: Class 1	Rolled : No

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

GammaM0=1.05 An/Ag=1.	GammaM1=1.05 RLLF=1.	GammaM2=1.25 PLLF=1.	D/C Lim=1.	
Aeff=0.003 A=0.003 It=0. Iw=0. E=210000000.	eNy=0. Iyy=2.544E-06 Izz=1.770E-06 Iyz=0. fy=355000.	eNz=0. iyy=0.03 izz=0.025 h=0.08 fu=510000.	Wel,yy=6.360E-05 Wel,zz=3.540E-05 Wpl,yy=7.920E-05 Wpl,zz=5.976E-05	Weff,yy=6.360E-05 Weff,zz=3.540E-05 Av,y=0.002 Av,z=0.001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3.16	-2.228	-3.12	0.	2.949	0.	0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
D/C Ratio: 0.696 = 0.008 + 0.687 + 0. < 1. OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-2.228	973.714	973.714				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	973.714	1057.536	4317.285	4317.285	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.49	541.66	1.374	1.731	0.359	349.631
MajorB (y-y)	c	0.49	541.66	1.374	1.731	0.359	349.631
Minor (z-z)	c	0.49	376.812	1.647	2.211	0.271	264.137
MinorB (z-z)	c	0.49	376.812	1.647	2.211	0.271	264.137
Torsional TF	c	0.49	4317.285	0.487	0.689	0.85	828.079

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Major (y-y)	-3.12	-3.12	-0.214	-2.34
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	26.777	26.777	26.777	4.514
Minor (z-z)	20.205	20.205	20.205	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0.76	2.058	3.323	0.169	0.	6.641
Factors	kw	Psi	C2	C3			
	1.	1.132	0.459	0.525			
	za	zs	zg	zz	zj		
	0.04	0.	0.04	0.	-1.		
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz			
	0.402	0.604	0.994	1.007			

SHEAR DESIGN

Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
-----	-----	-------	--------	--------

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

SWSTM

	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	2.949	0.	210.815	0.014	OK
Minor (y)	0.	0.	351.359	0.	OK
Reduction	Vpl,Rd 210.815	Eta 1.	LambdabarW 0.094		

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right	Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)	
Major (V2)	0.277	2.949		
Units :	KN, m, C			

Frame : 2 X Mid: 0. Combo: SLU1 Design Type: Beam
 Length: 3.2 Y Mid: 0. Shape: DOPPIA C Frame Type: Non Dissipative
 Loc : 3.16 Z Mid: 3.25 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=0.003 eNy=0. eNz=0.
 A=0.003 Iyy=2.544E-06 iyy=0.03 Wel,yy=6.360E-05 Weff,yy=6.360E-05
 It=0. Izz=1.770E-06 izz=0.025 Wel,zz=3.540E-05 Weff,zz=3.540E-05
 Iw=0. Iyz=0. h=0.08 Wpl,yy=7.920E-05 Av,y=0.002
 E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,zz=5.976E-05 Av,z=0.001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3.16	-2.888	-4.398	0.	6.778	0.	0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
 D/C Ratio: 0.979 = 0.011 + 0.968 + 0. < 1. OK

$$= \frac{Ned}{(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz) / (Mz,Rk/GammaM1)}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-2.888	973.714	973.714				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	973.714	1057.536	4317.285	4317.285	1.		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.49	541.66	1.374	1.731	0.359	349.631
MajorB(y-y)	c	0.49	541.66	1.374	1.731	0.359	349.631
Minor (z-z)	c	0.49	376.812	1.647	2.211	0.271	264.137
MinorB(z-z)	c	0.49	376.812	1.647	2.211	0.271	264.137
Torsional TF	c	0.49	4317.285	0.487	0.689	0.85	828.079

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Major (y-y)	-4.398	-4.398	0.458	-3.298
Minor (z-z)	0.	0.	0.	0.

	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	26.777	26.777	26.777	4.514
Minor (z-z)	20.205	20.205	20.205	

LTB	Curve d	AlphaLT 0.76	LambdaBarLT 2.058	PhiLT 3.323	ChiLT 0.169	Iw 0.	Mcr 6.641
-----	------------	-----------------	----------------------	----------------	----------------	----------	--------------

Factors	kw 1.	Psi 1.132	C2 0.459	C3 0.525	zj -1.
	za 0.04	zs 0.	zg 0.04	zz 0.	

Factors	kyy 0.438	kyz 0.605	kzy 0.994	kzz 1.009
---------	--------------	--------------	--------------	--------------

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	6.778	0.	210.815	0.032	OK
Minor (y)	0.	0.	351.359	0.	OK

Reduction	Vpl,Rd 210.815	Eta 1.	LambdaBarW 0.094
-----------	-------------------	-----------	---------------------

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

Major (V2)	VMajor Left 4.105	VMajor Right 6.778
------------	-------------------------	--------------------------

7.7 Nodo di base

Si verifica il nodo di collegamento del portale di ingresso alla soletta in c.a. di spessore 30cm.

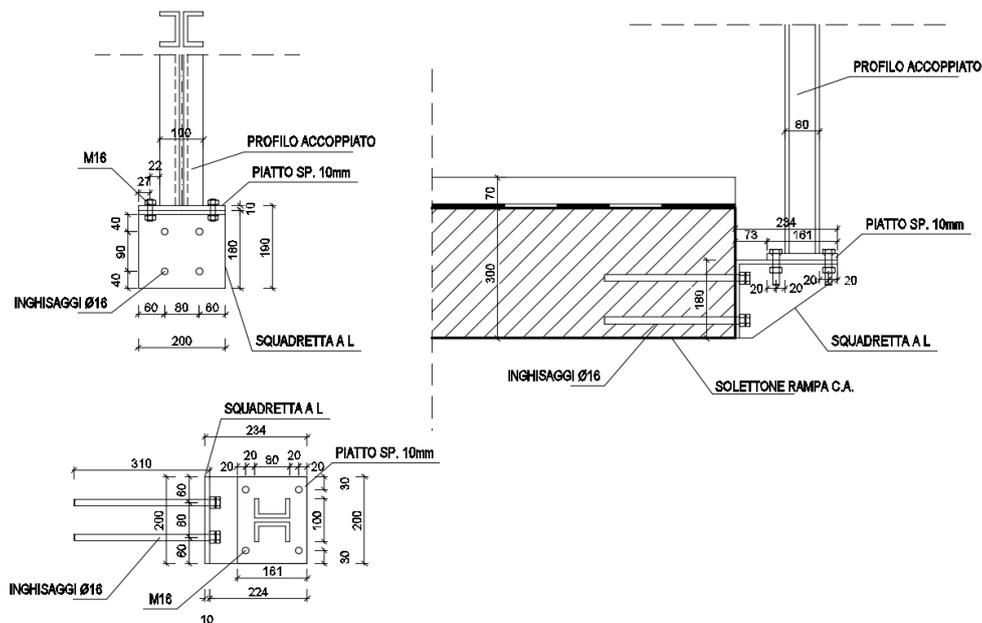


Figura 74: Nodo di collegamento del portale alla soletta in c.a.

Le sollecitazioni massime per ciascun nodo di base sono:

	F1	F3	M2
	KN	KN	KN-m
max	1	8	1
min	-8	4	-6

Dove:

F3 = F vert = produce taglio e momento (a causa dell'eccentricità) sugli inghisaggi

F1 = F orizzontale = produce taglio sui bulloni M16 e trazione sugli inghisaggi

M2 = momento trasversale genera tira e spingi sui bulloni

Si ottiene dunque:

eccentricità inghisaggi-Fvert	0.155 m
distanza inghisaggi	0.09 m
distanza bulloni	0.12 m
num bulloni per fila	2 -
num tot bulloni	4 -
numero inghisaggi per fila	2 -
numero tot inghisaggi	4 -

Taglio max su inghisaggi =	2.1 kN
Taglio max su bulloni =	1.0 kN
N max trazione su bulloni =	26.3 kN
N max trazione su inghisaggi =	16.3 kN

7.7.1 Verifica dei bulloni

Si eseguono le verifiche a taglio dei bulloni.

CLASSE BULLONI

CL. Bullone	8.8 -
bullone M	16 -
nr. Bulloni	1 -
nr. facce	1 -
fyb	640 Mpa
ftb	800 Mpa
Ares	157 mm ²
γM2	1.25 -

γM3,SLU	1.25 -
γM3,SLE	1.1 -
γM7	1.1 -

RESISTENZA A TAGLIO (SLU)

Per singolo bullone

Fv,Rd	60 kN	
Ved	1 kN	
FS	60.3 -	ok

RIFOLLAMENTO

sp. min piastra	10 mm	
Acciaio S	355 Mpa	
ftk	510 Mpa	
d	16 mm	
d0	17 mm	
k	2.5 -	
alpha	0.4 -	
Fb,Rd	65.3 kN	
F ed, 1 bullone	1.0 kN	
FS	65.3 -	ok

PUNZONAMENTO

tp	10 mm	
dm	24 mm	
Bp,Rd	184.6 kN	
Ned, max 1 bullone	26 kN	
FS	7.0 -	ok

VERIFICA TAGLIO+TRAZIONE (SLU)

Fv,Ed	1 kN	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$	
Ft,Ed	26 kN		
Fv,Rd	60 kN		
Ft,Rd	90 kN		
Verifica	0.22	<=1	ok

7.7.2 Verifica degli inghisaggi

Si verificano gli inghisaggi.

Fv, Ed	4 kN	
Ft,Ed	16 kN	
Ares	157 mm ²	
d	16 mm	
lbd	300 mm	
fbd	2.69 Mpa	tensione di aderenza
fck	25 MPa	C25/30
fctk	1.80 Mpa	
fbk	4.0 Mpa	
gamma c	1.5 -	
eta 1	1 -	
eta2	1 -	

Ft,Ed sfilamento	16 kN	OK
Ft,Rd sfilamento	41 kN	

Ft,Rd	90.4 kN
Fv,Rd	60.3 kN
ftbk	800 Mpa

Fv,Ed	Ft,Ed	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$
kN	kN	
4	16	0.20

8.1 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_folla	Live
Qk3_vento	Wind
Qk4_neve	Snow
ΔT	Temperature

8.1.1 Pesì propri G1-G2

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

I pesì propri portati sul solettone, riferiti al metro lineare di struttura, sono elencati a seguire:

q pavimentazione (sp. 6cm)	1.5	kN/m ²
q impianti	0.5	kN/m ²
q guaina + TNT	0.085	kN/m ²
q parapetto vetro (per lato)	1.1	kN/m
q peso proprio portale (complessivo)	2.2	kN/m

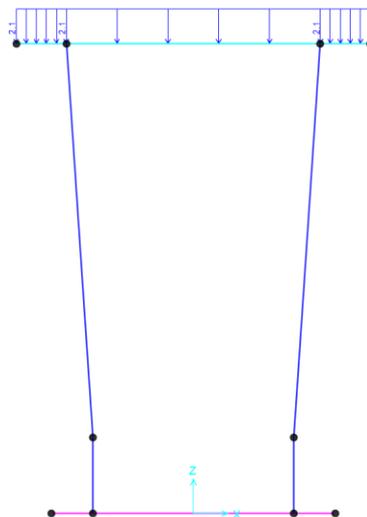


Figura 77: Applicazione dei permanenti portati

8.1.4 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):

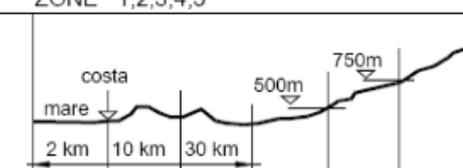
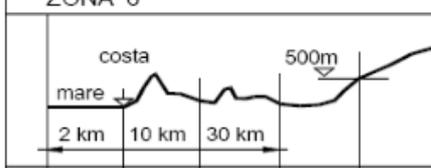
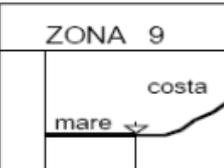
Distanza dalla costa

T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

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

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5							ZONA 6						
													
A	--	IV	IV	V	V	V	A	--	III	IV	V	V	
B	--	III	III	IV	IV	IV	B	--	II	III	IV	IV	
C	--	*	III	III	IV	IV	C	--	II	III	III	IV	
D	I	II	II	II	III	**	D	I	I	II	II	III	
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5													
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1							A -- -- IV B -- -- IV C -- -- III D I II *					A -- I B -- I C -- I D I I	
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7													

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

$$v_b = v_{b,0} \cdot C_a$$

$C_a = 1$ 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**

$$v_r = v_b \cdot C_r$$

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])

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

Pressione cinetica di riferimento q_r **456.29 [N/m²]**

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

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

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

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

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

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

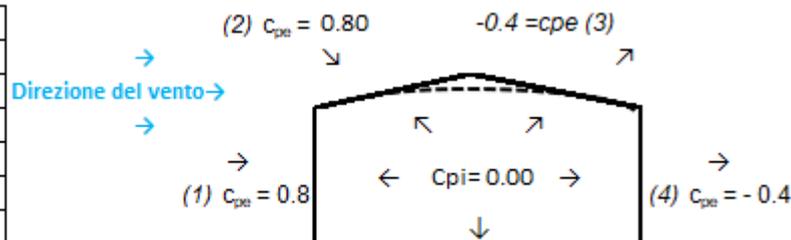
Coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,\min}$	1.80	$z < 4.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$C_{e,\text{gronda}}$	1.80	$z = 0.00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$C_{e,\text{colmo}}$	1.93	$z = 5.00$

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.

(1) parete sopravvento	C_{pe}	0.80
(2) copertura sopravvento	C_{pe}	0.80
(3) copertura sottovento	C_{pe}	-0.40
(4) parete sottovento	C_{pe}	-0.40



Lungo i parapetti vetrati laterali e il portale di ingresso, agisce una pressione ortogonale. Si tiene in conto di questa azione, che viene trasmessa alla struttura in c.a sottostante., applicano la relativa reazione vincolare che nasce al nodo di base de portale.

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

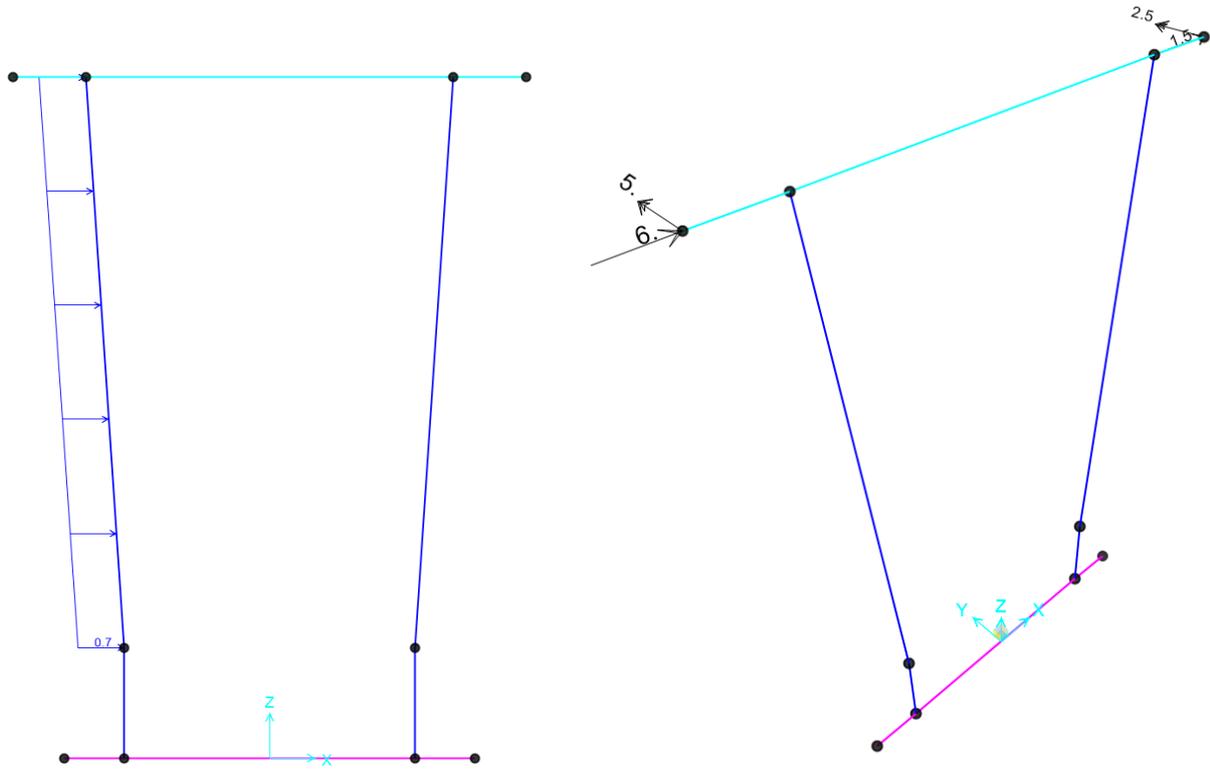


Figura 80: Applicazione dell'azione del vento

8.1.5 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 8.81: 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 la soletta della struttura. Il coefficiente di dilatazione termica vale $\alpha = 0.00001$.

8.1.6 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si rimanda al § 6.1.6

8.2 Combinazioni di carico

I carichi sopra descritti sono stati combinati come a seguire.

TABLE: Combination Definitions									
ComboName	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	ΔT	Ex	Ey	Ez
Text									
SLU01	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0.9	0	0	0
SLU02	1.3	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0	0	0
SLU03	1.3	1.5	1.5	0.75	1.5	0.9	0	0	0
SLU04	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	1.5	0	0	0
SLER01	1	1	1	0.5	0.6	0.6	0	0	0
SLER02	1	1	1	1	0.6	0.6	0	0	0
SLER03	1	1	1	0.5	1	0.6	0	0	0
SLER04	1	1	0	0.5	0.6	1	0	0	0
SLEF	1	1	1	0	0.2	0.6	0	0	0
SLEQP	1	1	0	0	0	0.5	0	0	0
SLV01	1	1	0.2	0	0	0.5	1	0.3	0.3
SLV02	1	1	0.2	0	0	0.5	0.3	1	0.3
SLV03	1	1	0.2	0	0	0.5	0.3	0.3	1
SLD01	1	1	0.2	0	0	0.5	1	0.3	0.3
SLD02	1	1	0.2	0	0	0.5	0.3	1	0.3
SLD03	1	1	0.2	0	0	0.5	0.3	0.3	1

8.3 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*.

Si esegue una analisi piana, al metro lineare, della struttura, considerando un'altezza complessiva della stessa di 4.50m

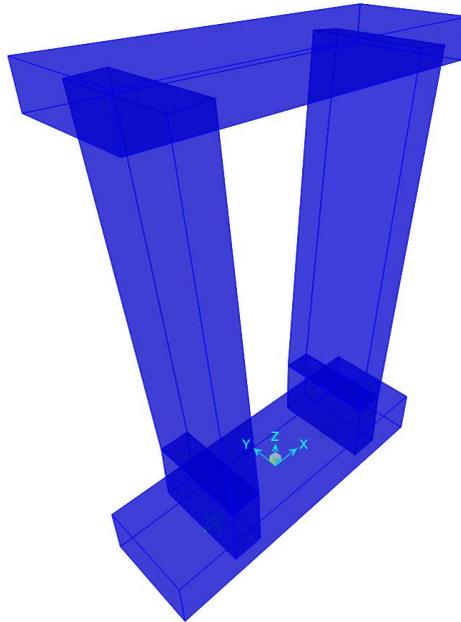


Figura 82: Modello agli elementi finiti

8.4 Analisi delle sollecitazioni agenti

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

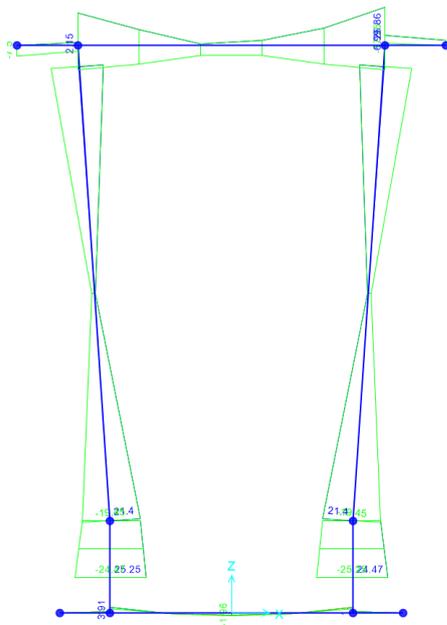


Figura 83: Involuppo SLU/SLV – Massimi momenti flettenti

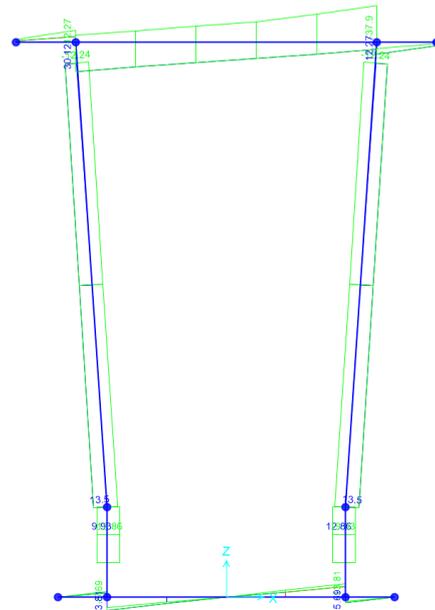


Figura 84: Involuppo SLU/SLV – Massimi sforzi di taglio

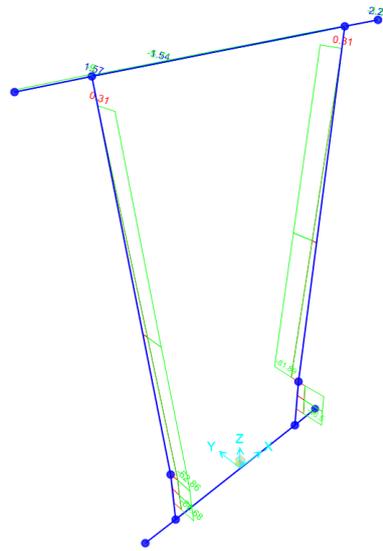


Figura 85: Inviluppo SLU/SLV – Massimi sforzi normali

Si individuano 3 sezioni di verifica, sollecitate nel seguente modo:

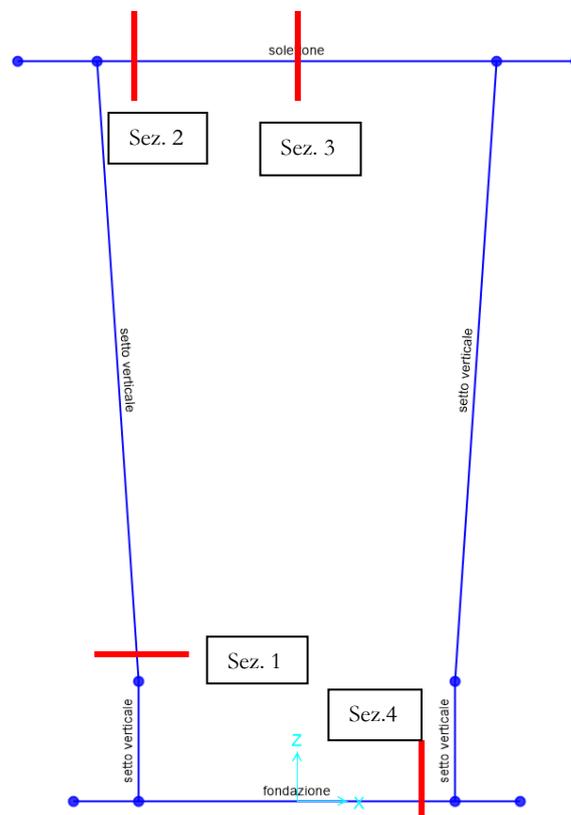


Figura 86: Sezioni di verifica

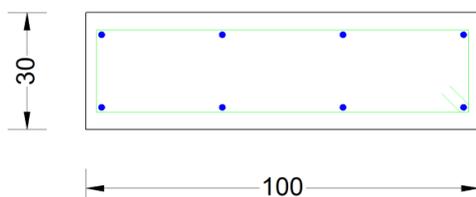
Sez. 1	N max	N min	V max	M max
Setti	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU	-20	-62	7	9
SLV	0	-67	14	25
SLE	-13	-50	5	6

Sez. 2	N max	N min	V max	M+	M-
Soletta	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m
SLU	2	-9	38	27	-8
SLV	2	-2	30	23	-17
SLE	2	-6	26	18	-6

Sez. 3	N max	N min	V max	M+	M-
Soletta	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m
SLU	-4	-6	20	4	-5
SLV	2	1	21	1	-7
SLE	0	-4	14	3	-4

Sez. 4	V max	M max
Fondaz.	kN/m	kNm/m
SLU	115	27
SLV	89	28
SLE	85	18

8.5 Verifiche a flessione soletta sp. 30cm



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	

	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale E_c :	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.900	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.500	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento f_{yk} :	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura f_{tk} :	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto f_{yd} :	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068	
	Modulo Elastico E_f :	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Barre superiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.7	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	27.00	0.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	13.00	18.00 (49.34)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)

Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	27.00	-0.01	80.78	2.992	26.0	0.16	0.70	16.1 (4.1)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	-0.00148	24.3	-0.01773	5.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X, Y, O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la $(C4.1.11)NTC/(7.14)EC2$)

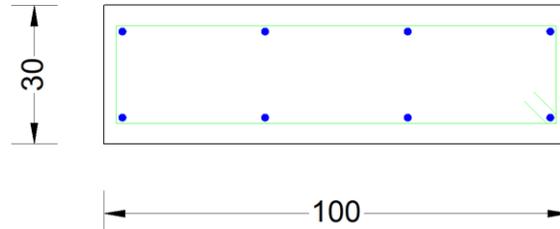
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.43	30.0	0.00	23.2	-93.2	24.3	7.7	772	8.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm Distanza massima in mm tra le fessure
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00018	0.50	0.40	0.000280 (0.000280)	301	0.084 (0.30)	49.34

8.6 Verifiche a flessione setto sp. 30cm



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.500	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Barre superiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.7	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	25.00	0.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	13.00	6.00 (53.38)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 17.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	25.00	-0.01	80.78	3.231	26.0	0.16	0.70	16.1 (4.1)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	-0.00148	24.3	-0.01773	5.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\emptyset/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.80	30.0	0.00	22.2	-25.6	24.3	7.4	741	8.0	0.0

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

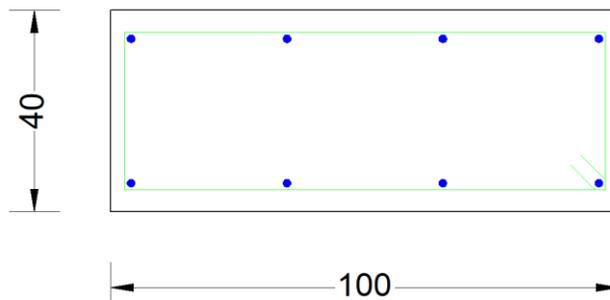
SWSTM

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00006	0.50	0.40	0.000077 (0.000077)	289	0.022 (0.30)	53.38

8.7 Verifiche a flessione fondazione sp. 50cm



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.500 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Barre superiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.5	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	28.00	0.00	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	18.00 (83.25)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	24.4	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb.	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	28.00	-0.24	113.65	4.059	35.5	0.14	0.70	16.1 (5.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	-0.00192	33.0	-0.02205	7.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\emptyset/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.50	40.0	0.00	32.3	-73.8	33.0	10.8	1077	8.0	28.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = $0.6 Ss/Es$
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00047	0.00011	0.50	0.40	0.000222 (0.000222)	575	0.127 (0.30)	83.25

8.8 Verifiche a taglio sezione spessore 30 cm

Si considera la condizione peggiore, ovvero $V_{ed} = 40 \text{ kN}$.

SEZIONE						IPOTESI 1 $\text{Cot } \vartheta = 2 \quad \vartheta = 21,8^\circ$	
b_w	=	100	cm			Armatura trasversale	
h	=	30	cm			$V_{Rsd} = 134.43 \text{ (KN)}$	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
c	=	5.7	cm			$V_{Rcd} = 656.19 \text{ (KN)}$	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
d	=	$h-c$	=	24.3	cm	$V_{Rd} = 134.43 \text{ (KN)}$	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
MATERIALI						IPOTESI 2 $\text{Cot } \vartheta = 1 \quad \vartheta = 45^\circ$	
f_{ywd}	=	391.30	MPa			Armatura trasversale	
R_{ck}	=	37	MPa			$V_{Rsd} = 53.77 \text{ (KN)}$	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
γ_c	=	1.5				$V_{Rcd} = 951.47 \text{ (KN)}$	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa	$V_{Rd} = 53.77 \text{ (KN)}$	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa	IPOTESI 3 $\text{Cot } \vartheta$ in cui $V_{Rsd}=V_f$: Rottura bilanciata	
ARMATURE A TAGLIO						$\text{cot}(\theta) = 5.86 \text{ (calcolato)}$	$\text{cot}(\theta) = 2.50 \text{ (limitato)}$
\varnothing_{st}	=	10				$\theta = 9.68^\circ$	
braccia	=	2				$V_{Rsd} = 315.33 \text{ (KN)}$	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
\varnothing_{st2}	=					$V_{Rcd} = 315.33 \text{ (KN)}$	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
braccia	=					$V_{Rd} = 315.33 \text{ (KN)}$	
passo	=	25	cm			MASSIMO TAGLIO RESISTENTE	
(A_{sw} / s)	=	6.283	cm^2 / m			$V_{Rd} = 134 \text{ (KN)}$	
α	=	90	$^\circ$	(90° staffe verticali)			
ARMATURE LONGITUDINALI							
\varnothing_l	=	16					
Numero	=	4					
A_{sl}	=	8.042	cm^2				
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	40	(KN)			
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)			

8.9 Verifiche a taglio fondazione

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	7	cm		
d	=	$h-c$	=	43	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa

ARMATURE LONGITUDINALI					
\varnothing_l	=	16			
Numero	=	4			
A_{sl}	=	8.042	cm ²		
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	115	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	1.68		$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	
v_{min}	=	0.423		$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
ρ_l	=	0.0019			
σ_{cp}	=	0.0000	(Mpa)		
V_{Rd}	=	155.43	(KN)	NO	181.9337 (KN)
V_{Rd}	=	181.93	(KN)		
α_c	=	1.0000			
				$N_{ed}/A_c =$	0.0000 (Mpa)
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					

8.10 Verifiche geotecniche della fondazione

Fondazione

ricoprimento	sp	0.15	m		
	gamma	25	kN/m ³		
pp fondazione	q	3.75	kN/m ²		
	sp	0.5	m		
	gamma	25	kN/m ³		
	q	12.5	kN/m ²		
	q SLU	21.9	kN/m²		
	q SLV	16.25	kN/m²		
	B trasv	3.2	m		
		M	V	N vert	
SLU		37	15	270	
SLV		55	23	229	

Si riporta la verifica della fondazione diretta nella condizione peggiore, ovvero in combinazione sismica.

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 $\gamma_{s\text{ trazz}}$), come indicato al § 6.4.3.1.1 delle NTC2018.

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 ($e_B = Mb/N$)

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

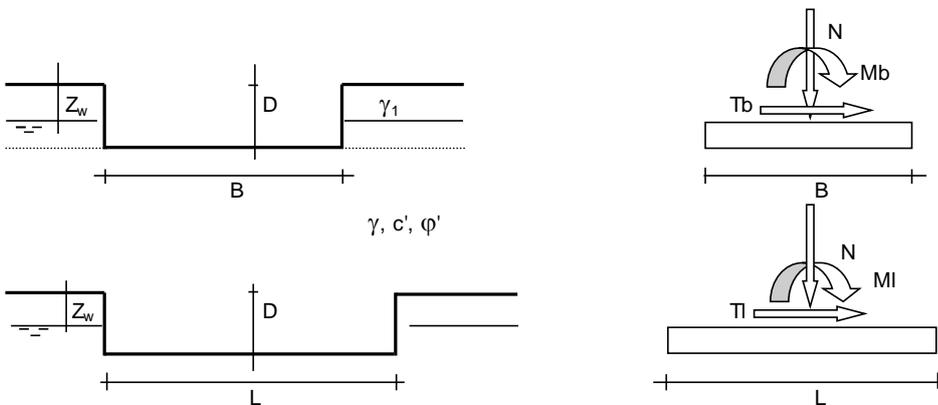
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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 = 3.20 (m)
L = 100.00 (m)
D = 1.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	229.00		229.00
Mb [kNm]	55.00		55.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	23.00		23.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	23.00	0.00	23.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 14.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 14.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 22.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 22.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 4.20$ (m)

$e_B = 0.24$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 2.72$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 22.80$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 13.38$ (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

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

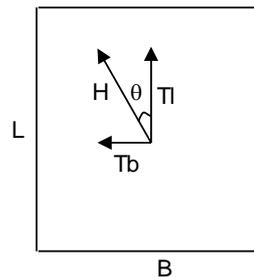
$$i_q = 0.81$$

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

$$i_c = 0.78$$

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

$$i_\gamma = 0.73$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi)^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.28$$

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

$$d_c = 1.32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 218.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 84.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 95.2 \geq q = 84.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 23.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 92.52 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 84.11 \geq H_d = 23.00 \quad (\text{kN})$$

8.11 Calcolo delle incidenze

Setti 140 kg/m³

Soletta 140 kg/m³

Fondazione 120 kg/m³