

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA895**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi
Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

Sintagma
Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. L. Nani
Dott. Ing. M. Abram
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Ing. M. Briganti Botta
Dott. Ing. L. Gagliardini
Dott. Geol. G. Cerquiglioni

MANDANTI:

GP INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA s.r.l.
Dott. Ing. G. Guiducci
Dott. Ing. A. Signorelli
Dott. Ing. E. Moscatelli
Dott. Ing. A. Bela
COOPROGETTI
Dott. Arch. E. A. E. Crimi
Dott. Ing. M. Panfili
Dott. Arch. P. Ghirelli
Dott. Ing. D. Pelle
GEOTECHNICAL DESIGN GROUP
Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. C. Consorti
ICARIA
società di ingegneria
Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. F. Macchioni
OMNISERVICE
INGEGNERIA
Dott. Ing. P. Agnello
Dott. Ing. G. Lucibello
Dott. Arch. G. Guastella
Dott. Geol. M. Leonardi
Dott. Ing. G. Parente
Dott. Ing. L. Ragnacci
Dott. Arch. A. Strati
Archeol. M. G. Liseno
Dott. Ing. F. Aloe
Dott. Ing. A. Salvemini
Dott. Ing. G. Verini Supplizi
Dott. Ing. V. Piunno
Geom. C. Sugaroni

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

Dott. Ing. Danilo PELLE
Iscrizione all'Albo n° A3536
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore civile e ambientale
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

OPERE D'ARTE MINORI

TOMBINO SCATOLARE 2.00X2.00 - AL KM -0+093 SVICOLO SULLA SS115
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.
L O 4 0 8 Z E 2 1 0 1

NOME FILE

T01TM01STRRE01B

CODICE ELAB.

T 0 1 T M 0 1 S T R R E 0 1

REVISIONE

B

SCALA:

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D					
C					
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA	NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI
A	EMISSIONE	GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI

INDICE

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1	CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE	10
3.2	CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE	10
3.3	ACCIAIO D'ARMATURA	11
4	CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO	13
4.1	GENERALITA'	13
4.2	CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE	13
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO	15
6	PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI	16
6.1	GENERALITA'	16
6.2	PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA	16
7	ANALISI DEI CARICHI	18
7.1	CARICHI PERMANENTI	18
7.1.1	G1 Peso proprio strutturale (condizione: G1k_Strutturale)	18
7.1.2	G2.1 Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k_Geo su soletta)	18
7.1.3	G2.2 Spinta statica terreno (condizione G2.2k_Spinta a riposo)	18
7.2	CARICHI VARIABILI	19
7.2.1	Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1_Veicolo tandem)	19
7.2.2	Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2_Veicolo distribuito)	21
7.2.3	Frenatura	21
7.2.4	Forza centrifuga	21

7.2.5	Forza del vento	21
7.2.6	Variazioni termiche.....	22
7.2.7	E azione sismica	22
8	METODO VERIFICHE.....	25
8.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	25
8.1.1	Verifiche di resistenza.....	25
8.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	25
8.2.1	Verifiche delle tensioni di esercizio	25
8.2.2	Verifica dello stato limite di fessurazione.....	25
8.2.3	Verifica di deformabilità	26
8.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	26
8.3.1	Verifiche di resistenza.....	26
8.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI DANNO.....	26
8.4.1	Verifiche di resistenza.....	26
8.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA'	26
8.5.1	Verifiche di rigidezza.....	26
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	27
10	RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE	32
10.1	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	32
10.2	PRESSIONI TERRENO	35
10.3	SOLLECITAZIONI RARE.....	37
10.4	SOLLECITAZIONI FREQUENTI.....	38
10.5	SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI.....	39
11	VERIFICHE.....	40

11.1 SLU/SLV	40
11.1.1 Soletta fondazione - flessione.....	40
11.1.2 Soletta fondazione – taglio	41
11.1.3 Impalcato – flessione	42
11.1.4 Impalcato – taglio	43
11.1.5 Piedritti – flessione	44
11.1.6 Piedritti – taglio.....	45
11.2 SLE 46	
11.2.1 Impalcato	46
11.2.2 Piedritti	49
11.2.3 Soletta fondazione.....	52
11.3 SLO 54	
12 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE	56
12.1 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA	56
12.2 ELEMENTI TIPO TRAVE	58
12.3 ELEMENTO TIPO PILASTRO	59
12.4 ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER	61
12.5 CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA.....	63
12.6 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI.....	68
12.7 AZIONI TRAVI.....	71
12.8 AZIONI PILASTRI.....	73
12.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE	80
13 ANALISI E VERIFICHE POZZETTO DI MONTE/VALLE	84
13.1 PREMESSA	84

13.2 CARATTERISTICHE TERRENI	84
13.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO	85
13.4 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA	87
13.5 ELEMENTI TIPO PILASTRO E TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER	89
13.6 RISULTATI ANALISI DINAMICA.....	93
13.7 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI.....	99
13.8 AZIONI SUGLI ELEMENTI.....	101
13.9 INVILUPPO SOLLECITAZIONI	110
13.10 SOLLECITAZIONI RARE	112
13.11 VERIFICHE SLU/SLV.....	112
13.11.1 Piedritti – flessione	112
13.11.2 Piedritti – taglio.....	114
13.11.3 Soletta – flessione	115
13.11.4 Soletta – taglio	116
13.12 VERIFICHE SLE	117
13.12.1 Piedritti	117
13.12.2 Soletta	119
14 VERIFICHE GEOTECNICHE	123
14.1 APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA	123
14.2 VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO	123
14.2.1Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica.....	123
14.2.2Verifica di portanza.....	124
14.2.3Verifica di galleggiamento	129
14.3 VERIFICHE GEOTECNICHE POZZETTO DI MONTE/VALLE	129

14.3.1	Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica	130
14.3.2	Verifica di portanza	131
14.3.3	Verifica di galleggiamento	137
15	SINTESI DEI RISULTATI.....	138
15.1	SOLETTE FONDAZIONE	138
15.1.1	Tombino	138
15.1.2	Pozzetti	138
15.2	PARETI.....	138
15.2.1	Tombino	138
15.2.2	Pozzetti	138
15.3	SOLETTA COPERTURA.....	138
15.4	CONTROLLO DETTAGLI COSTRUTTIVI	138
16	ACCETTABILITA' DEI CALCOLI	140
17	LICENZA SOFTWARE.....	142

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo tratta le analisi e le verifiche strutturali dell'attraversamento idraulico posto al km -0-93 di dimensioni interne 2,00 m x 2,00 m da realizzarsi nell'ambito dell'Ammodernamento a N° 4 corsie della S.S. 5140 "Di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 115, Lotto 1°. Il manufatto in progetto presenta una forma scatolare, costituito in cemento armato gettato in opera.

La fondazione, i piedritti e la soletta hanno uno spessore di 50 cm, le verifiche strutturali sono state effettuate considerando la sezione trasversale avente il ricoprimento massimo di terreno, che nel caso in esame è 7,00 m.

Il piano di manutenzione T01CM00CMSRE1 e la relazione sui materiali T01EG04GENSCO1 è presente in altre relazioni generali. Verifica delle fondazioni e fascicolo di calcolo sono riportate in questo elaborato.

Geometria sezione trasversale

Altezza esterna	3,00 [m]
Lunghezza esterna	3,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione sinistra	0,50 [m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,50 [m]
Spessore piedritto destro	0,50 [m]
Spessore fondazione	0,50 [m]
Spessore traverso	0,50 [m]

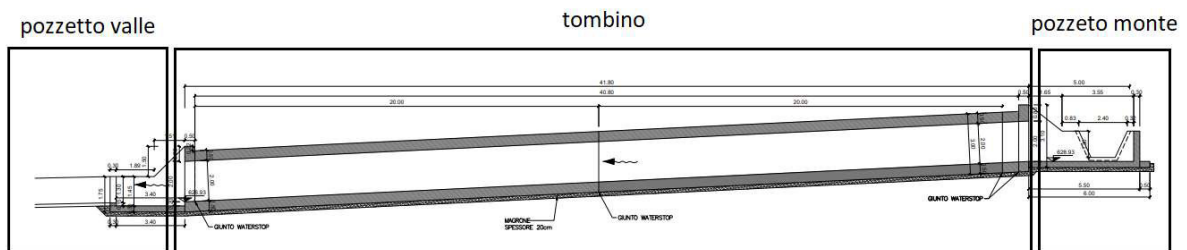


Figura 1-1 "sezione"

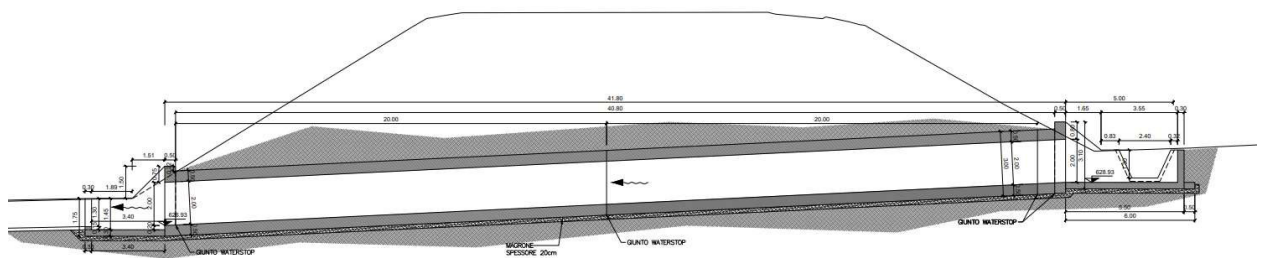


Figura 1-2 "Sezione e terreno"

MANDATARIA:

MANDANTI:

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- **Legge nr 1086 del 05/11/1971**
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr 64 del 02/02/1974**
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 gennaio 2008)**
- **Circolare 617 del 02/02/2009**
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **UNI EN 206-1:2006**
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2004**
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1.
- **UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0**
Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1**
Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni generali – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- **UNI EN 1991-2:2005 Eurocodice 1**
Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- **UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2**
Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1992-2:2006 Eurocodice 2**
Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 2: Ponti in calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- **UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

- **UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7**
Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- **UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8**
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998-2:2009 Eurocodice 8**
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 2: Ponti.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **X0**. Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:.....**Nessuna prescrizione**
- Minima classe di resistenza:.....**C12/15**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**Nessuna prescrizione**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

Rck	15	N/mm ²	resistenza cubica calcestruzzo
γc	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
acc	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
Ecm	27267	N/mm ²	modulo elastico
fck	12,45	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcd	7,06	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo
fcmm	20,45	N/mm ²	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
fctm	1,61	N/mm ²	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
fctk	1,13	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
fctd	0,75	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
fbd	1,69	N/mm ²	resistenza tangenziale di aderenza
fcfm	1,93	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione

3.2 CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **XA2**, "Ambiente chimico moderatamente aggressivo". Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:..... **0,50**
- Minima classe di resistenza:.....**C32/40**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**340**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

Rck	40	N/mm ²	resistenza cubica calcestruzzo
γc	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
acc	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
Ecm	33643	N/mm ²	modulo elastico
fck	33,20	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo

RELAZIONE DI CALCOLO

fcd	18,81	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo
fc_m	41,20	N/mm ²	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
fct_m	3,10	N/mm ²	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
fct_k	2,17	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
fct_d	1,45	N/mm ²	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
fb_d	3,25	N/mm ²	resistenza tangenziale di aderenza
fc_{f_m}	3,72	N/mm ²	resistenza a trazione per flessione

COPRIFERRO

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo conto delle tolleranze di posa delle armature. Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della progettazione delle armature alla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV della Circolare 2 Febbraio 2009, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di tabella 4.1.IV delle NTC.

Si riporta la tabella sopra citata.

C _{min}	C _o	AMBIENTE	BARRE DA C.A. ELEMENTI A PIASTRA		BARRE DA C.A. ALTRI ELEMENTI		CAVI DA C.A.P. ELEMENTI A PIASTRA		CAVI DA C.A.P. ALTRI ELEMENTI	
			C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ORDINARIO	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	AGGRESSIVO	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	MOLTO AGGRESSIVO	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe **XA2** rientra nella categoria di "condizione ambientale aggressiva". In base alla classe di calcestruzzo scelta (C32/40), ne deriva un copriferro minimo per "barre da c.a." di **35mm**. A tale valore vanno aggiunte le tolleranze di posa di **10mm**.

Ne deriva un copriferro pari a: 35+10=45mm approssimato a **50mm** in favore di sicurezza.

3.3 ACCIAIO D'ARMATURA

Per l'armatura degli elementi in cemento armato, viene utilizzato un acciaio B450C, caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

RELAZIONE DI CALCOLO

Tab. 11.3.Ia

$f_{y\text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t\text{ nom}}$	540 N/mm ²

E deve rispettare i requisiti richiesti indicati nella seguente tabella.

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
$(f_y/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{y\text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12\text{ mm}$	4 ϕ
	$12 \leq \phi \leq 16\text{ mm}$	5 ϕ
	per $16 < \phi \leq 25\text{ mm}$	8 ϕ
	per $25 < \phi \leq 40\text{ mm}$	10 ϕ

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

Le caratteristiche del materiale sono quindi di seguito riassunte.

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 450\text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540\text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7,5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y\text{ misurato}}/f_{y\text{ nom}}$	$\leq 1,25$
Resistenza a fatica assiale*	2 milioni di cicli
Resistenza a carico ciclico*	3 cicli/sec (deformazione 1,5÷4 %)
Idoneità al raddrizzamento dopo piega*	Mantenimento delle proprietà meccaniche
Controllo radiometrico**	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995
* = prove periodiche annuali	

4 CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO

4.1 GENERALITA'

Le analisi e le verifiche sull'opera sono state condotte nel pieno rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni adottando, di conseguenza, un approccio di calcolo di tipo prestazionale basato sul ricorso del Metodo degli Stati Limite.

Come indicato dalle NTC2008 al 2.6.1, nelle verifiche nei confronti dello stato limite ultimo strutturali (STRU) e geotecnici (GEO), si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Si utilizza l'**approccio 2** che utilizza un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali **(A1+M1+R3)**.

4.2 CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE

Lo stato di sollecitazione della struttura, viene desunto da un codice di calcolo (Enexsys-Winstrand). La struttura in progetto, nonostante lo sviluppo longitudinale, viene schematizzata come un telaio piano di estensione 1 metro. Elementi orizzontali e elementi verticali sono rappresentati da elementi beam monodimensionali la cui sezione sarà data da una dimensione fissa (1 metro, ossia l'estensione del telaio analizzato) e una dimensione variabile (lo spessore degli elementi) che rappresenta la dimensione effettiva in progetto.

Le camerette di monte e valle o intermedie, sono separate dai tombini scatoari da giunti waterstop che garantiscono continuità idraulica, ma non strutturale. Queste, quando articolate, sono state modellate tridimensionalmente. I tombini scatoari presentano invece una distribuzione spaziale costante. La modellazione piana, riferendosi alla sezione maggiormente sollecitata sia dal punto di vista dei carichi statici che dinamici, non differisce dalla modellazione intera tridimensionale, o al più ne differisce in forma lievemente conservativa non considerando le ridistribuzioni di sollecitazioni agli elementi limitrofi meno sollecitati.

Lo schema statico assunto è quello di telaio chiuso e continuo, nel quale l'interazione con la struttura di fondazione è tenuta in conto tramite una modellazione del terreno alla Winkler.

Il coefficiente di reazione non è tuttavia una proprietà intrinseca del materiale costituente la fondazione, ma è funzione anche delle caratteristiche della struttura in appoggio sia in termini di estensione che di rigidezza.

Per tale ragione, in una prima fase, la costante di Winkler è ipotizzata. Con tale ipotesi viene eseguito un primo dimensionamento del telaio. Questo dimensionamento è sufficiente per la determinazione delle pressioni, della portanza, dei cedimenti e della costante di Winkler. Il valore così ottenuto è reinserito quindi nel modello di calcolo. Il processo iterativo viene interrotto non appena le differenze di sollecitazione sono ritenute trascurabili e/o non dimensionanti.

La caratterizzazione del terreno in cui la struttura è immersa è suddiviso nei tre strati: ricoprimento, rinfianco, e di fondazione. Per ogni strato occorre fornire i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni (peso di volume, angolo di attrito, attrito terreno-struttura, coesione, adesione ecc).

Data la natura della infrastruttura, ossia viabilità in rilevato, il terreno di rinfiacco corrisponde sempre al terreno di ricoprimento (caratteristiche da materiale di riporto).

Contrariamente, il terreno di fondazione, presenta le caratteristiche dei terreni affioranti in loco o in taluni casi è ancora definito da materiale di riporto.

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi.

- STRATO DI RICOPRIMENTO

Descrizione	Rilevato	
Spessore dello strato	7,00	[m]
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- STRATO DI RINFIANCO

Descrizione	Rilevato	
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- STRATO DI FONDAZIONE

Descrizione	Formazione Mcm Calcarenite fratturata	
Peso di volume	24,50	[kN/m ³]
Angolo di attrito	27,00	[°]
Coesione	0,215	[MPa]

6 PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI

6.1 GENERALITA'

Per il calcolo sismico dell'opera in esame si è fatto riferimento alle indicazioni delle NTC2008 con il concetto di "pericolosità sismica di base" come elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Tale pericolosità è quella relativa a condizioni ideali di sito con superficie topografica orizzontale e terreno di tipo rigido (Categoria A).

Le indicazioni sulla pericolosità sismica di base dell'intero territorio nazionale è fornita dalla predetta normativa, in termini di:

- **ag** accelerazione orizzontale massima del terreno;
- **Fo** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T*c** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tali valori sono forniti per ciascun nodo del reticolo di riferimento con maglia di circa 10km e per ciascun periodo di ritorno T_R . Il periodo di ritorno è ricavabile mediante la seguente relazione.

$$T_R = -(V_R) / (\ln(1 - P_{VR}))$$

Dove

- V_R Vita di riferimento per l'azione sismica
- P_{VR} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

La vita di riferimento è funzione della vita nominale tramite la classe d'uso. La probabilità di superamento è funzione dello stato limite considerato. Gli stati limite analizzati sono SLV, SLD e SLO.

Gli spettri di progetto associati ai vari stati limite di interesse, sono determinati a partire dai parametri di pericolosità sismica sopra esposti (determinati in funzione del tempo di ritorno), dai coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e topografica S_T .

6.2 PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE (PAR. 3.2.2 NTC08)

Per la definizione dello spettro utilizzato nel calcolo sismico, sono stati considerati i seguenti parametri.

Identificazione sito:.....Tombino km 0-93

Comune:.....Ragusa

Provincia:.....Ragusa

RELAZIONE DI CALCOLO

Latitudine:.....	36.9386°
Longitudine:.....	14.6504°
Categoria di sottosuolo:.....	A
Categoria topografica:.....	T1
Zona sismica amministrativa.....	2

La categoria di sottosuolo è desunta dall'elaborato **T01GE03GEORE01**

VITA NOMINA E CLASSE D'USO (2.4.2 NTC08)

Vita nominale:.....	50anni
Classe d'uso:.....	IV
Cu.....	2
Vita di riferimento:.....	100anni

TIPOLOGIA STRUTTURALE E FATTORE DI STRUTTURA

Per la determinazione del fattore di struttura per l'opera in esame si è fatto riferimento a quanto le NTC08 prevedono per i ponti.

Nel caso in oggetto, la struttura è stata assimilata a delle spalle connesse in maniera rigida all'impalcato con i piedritti che sostengono un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza (p.to 7.9.5.6.2). Si tratta pertanto di strutture che si muovono col terreno ai sensi della Tabella 7.9.I, caratterizzate da peridi di vibrazione in direzione orizzontale molo bassi e per le quali si assume un valore di $q_0=q=1,0$.

Per strutture con tali proprietà, le forze di inerzia possono essere determinate considerando un'accelerazione pari a $a_g * S$.

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 CARICHI PERMANENTI

7.1.1 G1 Peso proprio strutturale (condizione: G1k_Strutturale)

Il peso strutturale è calcolato automaticamente dal software di calcolo strutturale e quindi è tenuto in conto automaticamente durante la fase di progettazione

7.1.2 G2.1 Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k_Geo su soletta)

Il carico sulla calotta è stato determinato mediante il metodo della *pressione geostatica* secondo il quale la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso del volume di terreno per l'altezza del ricoprimento (tale carico tiene conto anche dell'eventuale pavimentazione, considerando uno spessore di ricoprimento H_{rinterro} comprensivo del suddetto).

$$G2.1 = P_v = \gamma_{\text{rinterro}} \times H_{\text{rinterro}} \times L_{\text{telaio}} = P_v \times L_{\text{telaio}} = 20 \times 7,0 \times 1 = 140,00 \text{ kN/m}$$

7.1.3 G2.2 Spinta statica terreno (condizione G2.2k_Spinta a riposo)

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + P_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + P_v K_0 H$$

Dove P_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Di seguito si riporta il calcolo di suddetta spinta.

Dati geometrici opera		
h	2,5 m	altezza
hr	7 m	ricoprimento misurato dall'estradosso della soletta
H	9,5 m	altezza di spinta terreno
Δq	0 KN/m ²	sovraccarico

Le proprietà del terreno di rinfiacco/rinterro

Caratteristiche del terreno		
ϕ	35 °	angolo di attrito
γ_{sat}	20 KN/m ³	peso di volume terreno saturo

RELAZIONE DI CALCOLO

γ_w	10 KN/m ³	peso acqua
z_w	-20 m	quota falda
H_w	0 m	altezza di spinta falda
γ'	10 KN/m ³	peso efficace

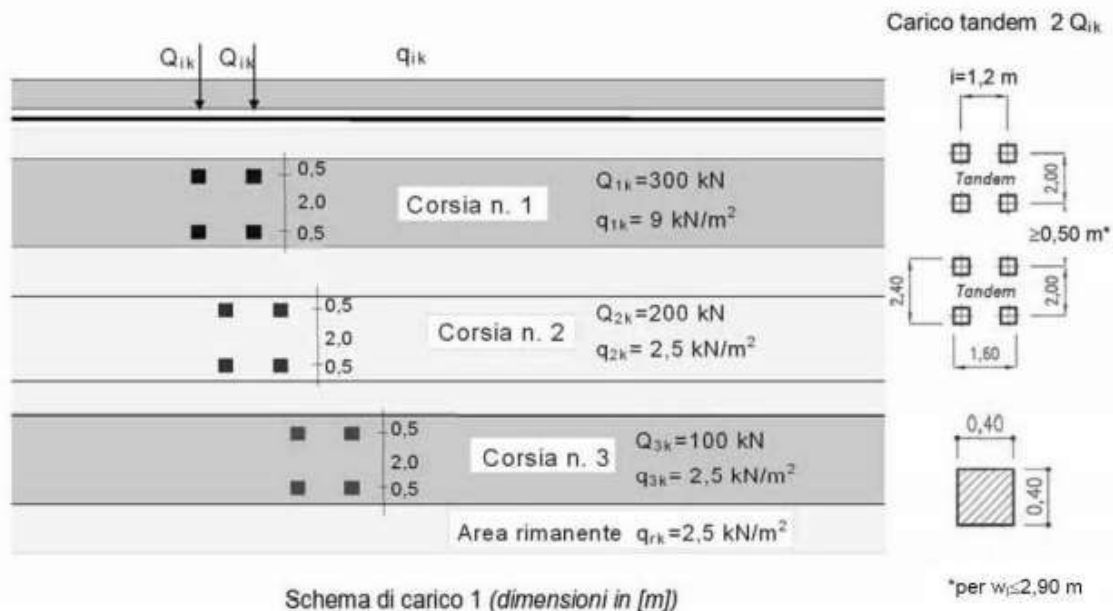
La spinta a riposo vale quindi, con riferimento ad ogni elemento di lunghezza 0,5m con il quale sono stati discretizzati i piedritti

<i>Spinta Statica su elementi bidimensionali</i>						
h mesh	h _i [m]	$\sigma_{w,i}$ [KN/m ²]	$\sigma'_{h,i}$ [KN/m ²]	$\sigma_{h,i}$ [KN/m ²]	$\sigma_{q,i}$ [KN/m ²]	$\sigma'_{tot,i}$ [KN/m ²]
0,50	0,25	0,00	0,00	78,94	0,00	79
	0,75	0,00	0,00	74,67	0,00	75
	1,25	0,00	0,00	70,40	0,00	70
	1,75	0,00	0,00	66,13	0,00	66
	2,25	0,00	0,00	61,87	0,00	62

7.2 CARICHI VARIABILI

7.2.1 Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1_Veicolo tandem)

Le azioni variabili da traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti.



Dato che la sezione è parallela all'asse stradale e dato che viene analizzato un telaio di larghezza perpendicolare all'asse stradale pari ad 1 metri, si considera una sola corsia di carico ed in particolare la corsia di carico numero 1 con valori di carico distribuito e carico tandem pari rispettivamente a:

$$q1k=9kN/mq$$

$$Q1k=300kN$$

Si precisa che secondo il testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

I carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso il ricoprimento si considera pari a 30°. La diffusione attraverso la soletta e fino a metà della stessa si considera invece pari a 45°.

I due assi da 300kN vengono ripartiti e trasmessi sulla soletta considerando una diffusione attraverso ricoprimento e soletta.

Il valore del carico tandem complessivo è pari a 600kN. Tale carico è ripartito su una impronta di carico i cui lati, a quota asse soletta, sono visionabili nel foglio di calcolo sotto riportato.

In senso trasversale impronte di carico di due veicoli posti in due corsie convenzionali affiancate si sovrappongono. A favore di sicurezza si prendono in considerazione le prime due corsie convenzionali i cui carichi per ruota sono rispettivamente di 150kN e 100kN.

I carichi distribuiti riferiti agli assi tandem delle due corsie di carico sono quindi sommati e usati nelle verifiche.

Assieme al carico concentrato agente sulle impronte delle ruote agisce anche un carico uniformemente distribuito con intensità pari a 9kN/mq.

Il foglio di calcolo di seguito esposto riporta in forma numerica quanto fin ora detto.

CARICO SU SOLETTA

DATI GEOMETRICI DI INPUT

H	7 m	altezza ricoprimento
φ	30 °	angolo diffusione ricoprimento
φ	0,52 rad	angolo diffusione ricoprimento
S	0,5 m	spessore soletta
φ'	45 °	angolo diffusione soletta
φ'	0,79 rad	angolo diffusione soletta
L	1,00 m	larghezza interessa telaio

DATI RELATIVI AI CARICHI

s	0,4 m	larghezza impronta
---	-------	--------------------

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

i _t	2 m	interasse trasversale
i _l	1,2 m	interasse longitudinale
Q1k	300 kN	carico tandem principale
Q2k	200 kN	carico tandem secondario
q1k	9 kN/m ²	carico distribuito principale
q2k	2,5 kN/m ²	carico distribuito secondario

DATI DI CALCOLO

L _t	11,48 m	lunghezza trasversale proiezione impronte
L _l	10,68 m	lunghezza longitudinale proiezione impronte
Q1	4,89 kN/m ²	carico relativo al carico tandem Q1k
Q2	3,26 kN/m ²	carico relativo al carico tandem Q2k
Q1+Q2	8,15 kN/m ²	carico sovrapposto in favore di sicurezza
Qk	8,15 kN/m	carico tandem finale da applicare a soletta
qk	9,00 kN/m	carico distribuito finale da applicare a soletta

7.2.2 Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2_Veicolo distribuito)

La spinta delle terre dovuta all'azione dei sovraccarichi accidentali posti sul rilevato a tergo dei piedritti dello scatolare viene valutata con riferimento ad un sovraccarico di 9kN/mq agente sul rilevato a tergo dello scatolare.

Tale carico viene applicato solo a tergo del piedritto di sinistra, onde massimizzare lo sbilanciamento delle forze per la verifica della struttura scatolare. Il carico a cui si fa riferimento è proprio il carico qk visionabile nel excel sopra riportato.

7.2.3 Frenatura

Per quanto riguarda l'azione di frenatura, definita al paragrafo 5.1.3.5 del D.M.14/01/08, viene considerata azione trascurabile ai fini del dimensionamento dei tombini.

7.2.4 Forza centrifuga

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione centrifuga non presenta componente trasversale per lo scatolare.

7.2.5 Forza del vento

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione del vento non presenta componente trasversale per lo scatolare.

7.2.6 Variazioni termiche

Trattandosi di un manufatto interrato, si ritiene trascurabile l'effetto delle variazioni termiche, con ordine di grandezza nettamente inferiore all'entità delle sollecitazioni in gioco.

7.2.7 Azione sismica

L'azione sismica è tenuta in conto tramite due contributi, E1 ed E2 descrivibili come segue.

Le azioni sismiche di progetto considerate sono:

- E1 – gli incrementi sismici della spinta esercitata dal terrapieno a tergo della spalla;
- E2 – le azioni sismiche dovute alle masse strutturali.

7.2.7.1 E1 – incremento sismico di spinta piedritti (condizione: E_Spinta sismica+X_SLV/SLO)

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta può essere calcolato per via pseudo-statica.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, il valore del coefficiente sismico orizzontale k_h è valutato mediante l'espressione:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

Dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = $S_S \cdot S_T \cdot a_g$

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

$S_S \cdot S_T$ = coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica

Per elementi che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Con tali ipotesi, sono stati calcolati due incrementi di pressione, una relativa alla condizione di stato limite di *salvaguardia della vita* e una relativa alla condizione di stato limite di *operatività*.

Salvaguardia della vita: _SLV

Dati sismici		
a_g	0,282	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	A	
F_0	2,362	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
S_T	1	coefficiente di amplificazione topografica

RELAZIONE DI CALCOLO

S_S	1	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S=S_S S_T$	1	
β	1	

Spinte sismiche		
$K_h = agS\beta$	0,28	coefficiente di spinta sismica
$S_E = K_h \gamma H^2$	35,25 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

Spinta Statica su elementi bidimensionali		Spinta sismica
h mesh	h _i [m]	$\sigma' E_i$ [KN/m ²]
0,50	0,25	14
	0,75	14
	1,25	14
	1,75	14
	2,25	14

Operatività_SLO

Dati sismici		
ag	0,054	accelerazione massima del sito su suolo rigido / g
Categoria sottosuolo	A	
F_0	2,515	valore massimo del fattore di amplificazione spettro
S_T	1	coefficiente di amplificazione topografica
S_S	1	coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S=S_S S_T$	1	
β	1	

Spinte sismiche		
$K_h = agS\beta$	0,05	coefficiente di spinta sismica
$S_E = K_h \gamma H^2$	6,75 KN/m	spinta sismica terreno applicata su 1/2 h

Spinta Statica su elementi bidimensionali		Spinta sismica
h mesh	h _i [m]	$\sigma' E_i$ [KN/m ²]
0,50	0,25	3
	0,75	3

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

	1,25	3
	1,75	3
	2,25	3

7.2.7.2 E2 – azioni sismiche dovute alle masse

L'azione sismica è tenuta in conto tramite Analisi Lineare Dinamica così come indicato al 7.3.3.1. delle NTC2008.

Così come indicato dalla normativa tecnica, sono stati considerati un numero di modi tale da considerare almeno l'85% di massa partecipante e comunque tutti i modi con massa partecipante significativa, indicati come quelli a massa superiore al 5%.

Le due azioni derivanti dal sisma sopra descritte, ossia **E1** ed **E2**, sono state applicate in una sola direzione, in particolare la direzione +x, parallela alla sezione dello scatolare e all'asse stradale.

L'omissione dell'analisi in direzione -x è legata alla simmetria dell'opera che conduce ad un comportamento equivalente nelle due direzioni e quindi a stessi fattori di sicurezza.

L'omissione dell'analisi in direzione +y/-y è legata alla modellazione e relativa verifica piana (piano x-z) dello scatolare, che risulta essere a favore di sicurezza non considerando le inevitabili ridistribuzioni di forze agli elementi vicini.

8 METODO VERIFICHE

8.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

8.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerando una sola famiglia di combinazioni (indicata come **A1 -M1-R3**) in conseguenza dell'utilizzo dell'**approccio 2** della normativa. Si ricorda brevemente come il caso **A1 – M1 – R3** prevede che vengano incrementate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G, γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire sia le capacità strutturali delle opere che interagiscono con il terreno sia le verifiche rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

8.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

8.2.1 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti si seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio.

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,6f_{ck} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0,45f_{ck} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio.

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8f_{yk}$$

8.2.2 Verifica dello stato limite di fessurazione

In base alla classe di esposizione individuata, XA2, classificata come condizione ambientale aggressiva, ed in base alla tipologia di armatura utilizzata, armatura poco sensibile, si individuano due verifiche entrambe di controllo di apertura delle fessure. In particolare si deve verificare che:

$$ap.fessure < w_2 = 0,3\text{mm} \quad \text{per la combinazione frequente}$$

ap.fessure $\leq w_1=0,2\text{mm}$ per la combinazione quasi permanente

8.2.3 Verifica di deformabilità

Si verifica che l'inflessione della soletta superiore non superi 1/250 della luce.

8.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

8.3.1 Verifiche di resistenza

Si ripropongono verifiche di resistenza così come eseguito per le verifiche allo stato limite ultimo, ma con azioni derivanti dalle forze indotte dall'azione sismica.

8.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI DANNO

8.4.1 Verifiche di resistenza

Avendo progettato con un fattore di comportamento q pari ad 1, lo spettro relativo all'SLV risulta necessariamente sempre maggiore di quello all'SLD. Perciò il soddisfacimento delle verifiche di resistenza all'SLV implica il soddisfacimento delle verifiche all'SLD.

8.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA'

8.5.1 Verifiche di rigidezza

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso IV, si deve controllare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per classi d'uso I e II.

Il limite scelto è pari a:

$$d_r < 2/3 * 0,005h$$

Dove:

d_r spostamento d'interpiano

h altezza d'interpiano

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.12. del D.M.14/01/08 per quello che riguarda le strutture assimilabili a ponti/viadotti e che sorreggono carichi variabili da traffico.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3ª categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

MANDATARIA:

MANDANTI:

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Neve q_5	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Temperatura	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Come sopra esposto, si è fatto riferimento all'approccio 2 e quindi a coefficienti A1 – M1 – R3.

Numero di condizioni di carico ... : 7

Numero di combinazioni di carico . : 9

Condizione

- 1 G1k_Strutturale
- 2 G2.1k_Geo su calotta
- 3 G2.2k_Spinta a riposo
- 4 Q1_Veicolo tandem
- 5 Q2_Veicolo distribuito
- 6 E_Spinta sismica+X_SLV
- 7 E_Spinta sismica+X_SLO
- 8 Sisma OSLU
- 9 Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	SLU_TANDEM
2	SLU_DISTRIBUITO

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
1	1.35	1.35	1.35	1.5	0.6
2	1.35	1.35	1.35	1.125	1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

3	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond	1	2	3	6	8
3	1	1	1	1	1

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

4	RARA_TANDEM
5	RARA_DISTRIBUITA

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
4	1	1	1	1	0.4
5	1	1	1	0.75	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

6	FRE_TANDEM
7	FRE_DISTRIBUITA

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.\Cond	1	2	3	4	5
6	1	1	1	0.75	
7	1	1	1		0.4

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

8 QUASI PERMANENTE

Comb.\Cond	1	2	3
8	1	1	1

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

Combinazione di carico numero

9 Sisma 0

Comb.\Cond	1	2	3	9
9	1	1	1	1

MANDATARIA:

MANDANTI:

10 RISULTATI DELLE ANALISI SEZIONE SCATOLARE

10.1 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

Inviluppo sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 29 30	-206.01 [kN]	Comb. 2	Max trave 29 30	202.61 [kN]	Comb. 2
Pressioni sul terreno	Min trave 30 31	0.188 [MPa]	Comb. 2	Max trave 1 29	0.074 [MPa]	Comb. 3
Momento flettente	Min trave 29 30	-87.42 [kNm]	Comb. 2	Max trave 29 30	44.18 [kNm]	Comb. 2
Momento torcente	Min trave 29 30	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max trave 1 29	0.00 [kNm]	Comb. 3

Inviluppo sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 36 41	98.55 [kN]	Comb. 8	Max asta 36 41	139.26 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 36 41	-288.30 [kN]	Comb. 2	Max asta 36 41	283.06 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 36 41	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 36 41	-0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 36 41	-85.47 [kNm]	Comb. 2	Max asta 36 41	96.35 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 36 41	0.00 [kNm]	Comb. 2

Inviluppo sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 36 35	172.26 [kN]	Comb. 3	Max asta 37 30	330.49 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-2	Min asta 36 35	-139.26 [kN]	Comb. 2	Max asta 41 40	139.26 [kN]	Comb. 2
Taglio piano 1-3	Min asta 36 35	-0.00 [kN]	Comb. 2	Max asta 41 40	0.00 [kN]	Comb. 2
Momento torcente	Min asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 36 35	-89.80 [kNm]	Comb. 2	Max asta 41 40	96.35 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 36 35	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 2

RELAZIONE DI CALCOLO

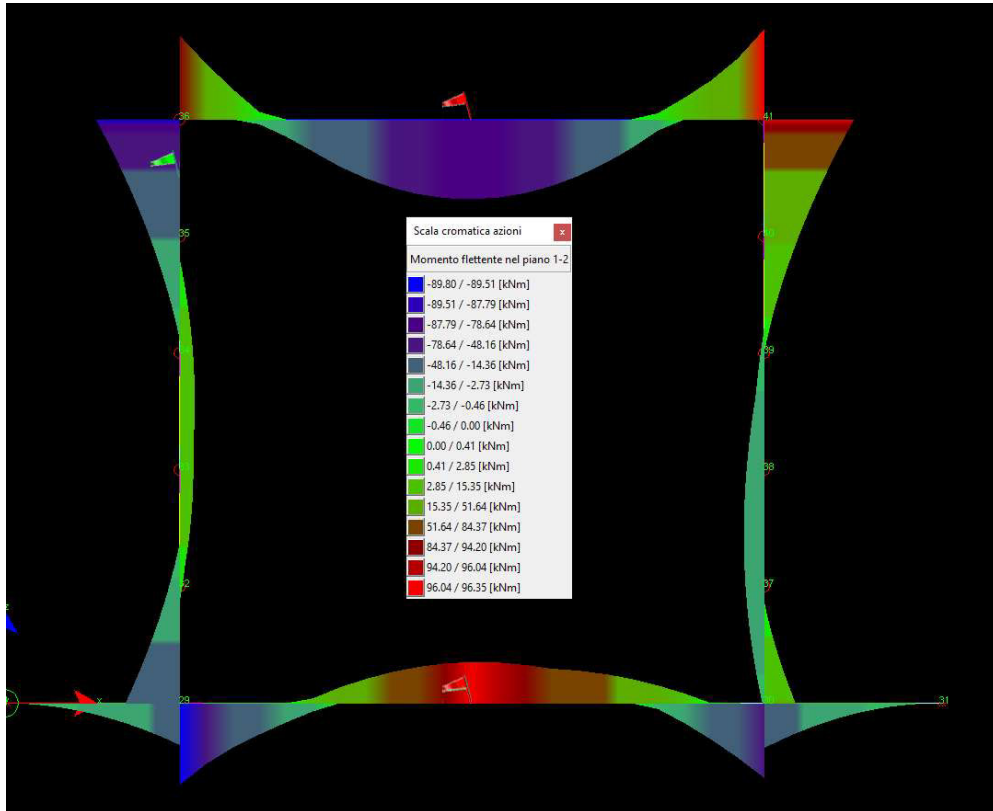


Figura 10-1"Diagramma involuppo momenti flettenti"

MANDATARIA:

MANDANTI:

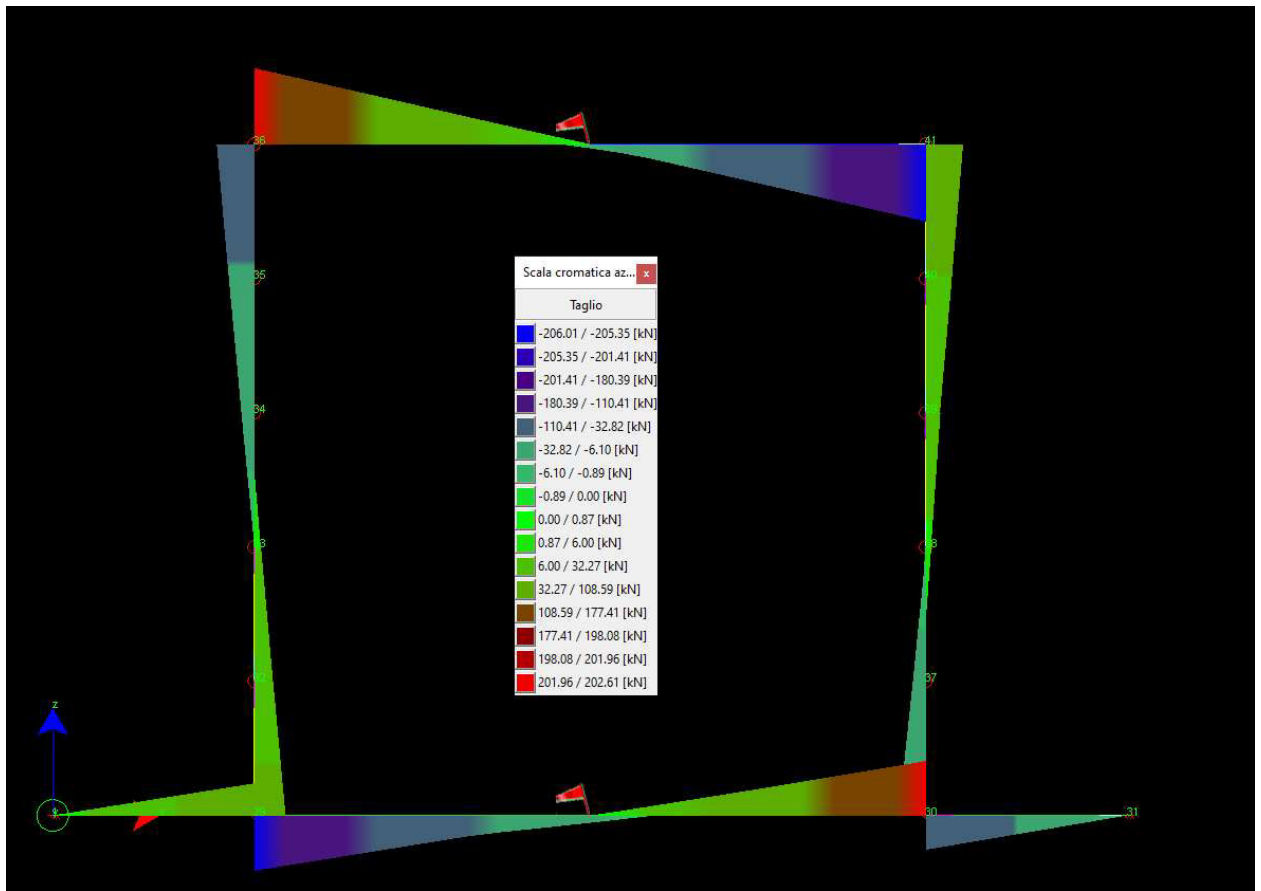


Figura 10-2 "Involuppo diagramma taglio"

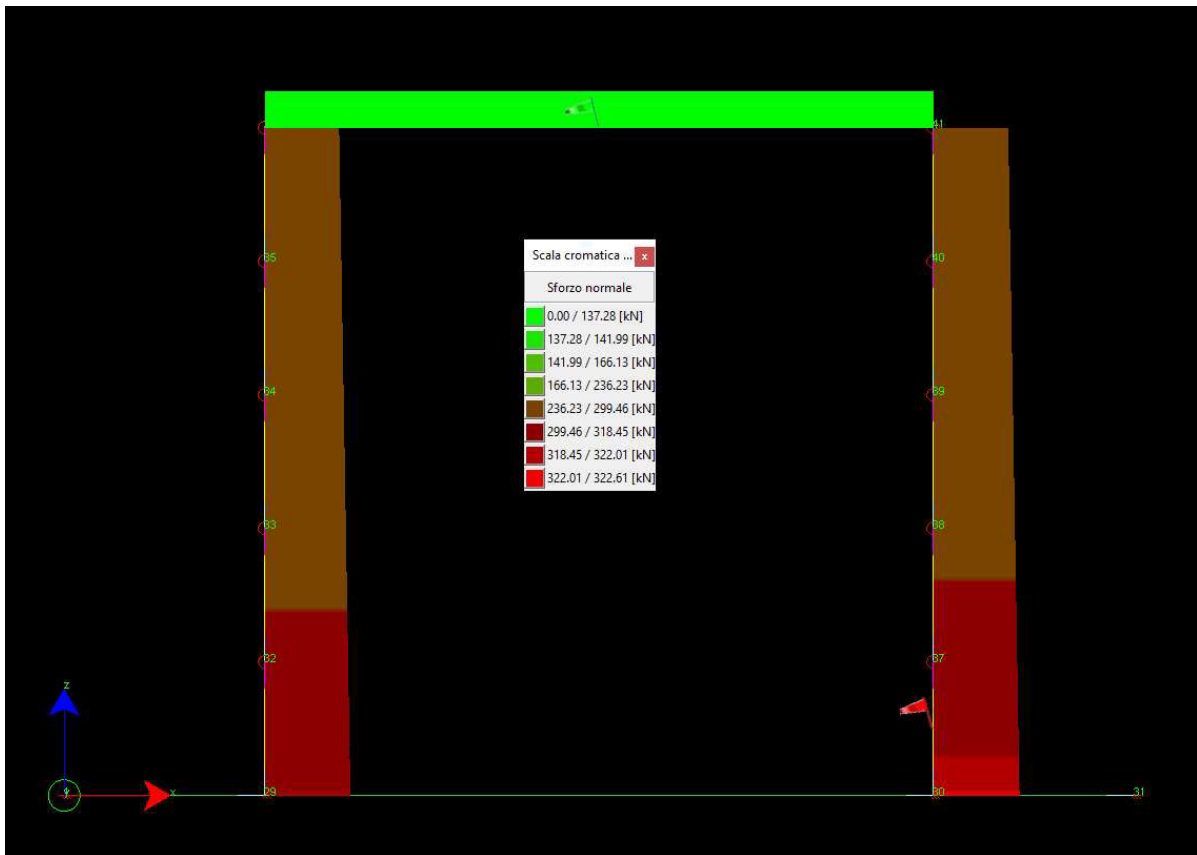


Figura 10-3 "Diagramma involuppo sforzo normale"

10.2 PRESSIONI TERRENO

Pressioni massime su terreno di fondazione

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	2	-0.188
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	2	-0.174

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	3	-0.173
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	3	-0.074

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	5	-0.138
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	5	-0.128

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	6	-0.128
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	7	-0.124

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	8	-0.124
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 29 30	8	-0.122

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	9	-0.135
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	9	-0.111

MANDATARIA:

MANDANTI:

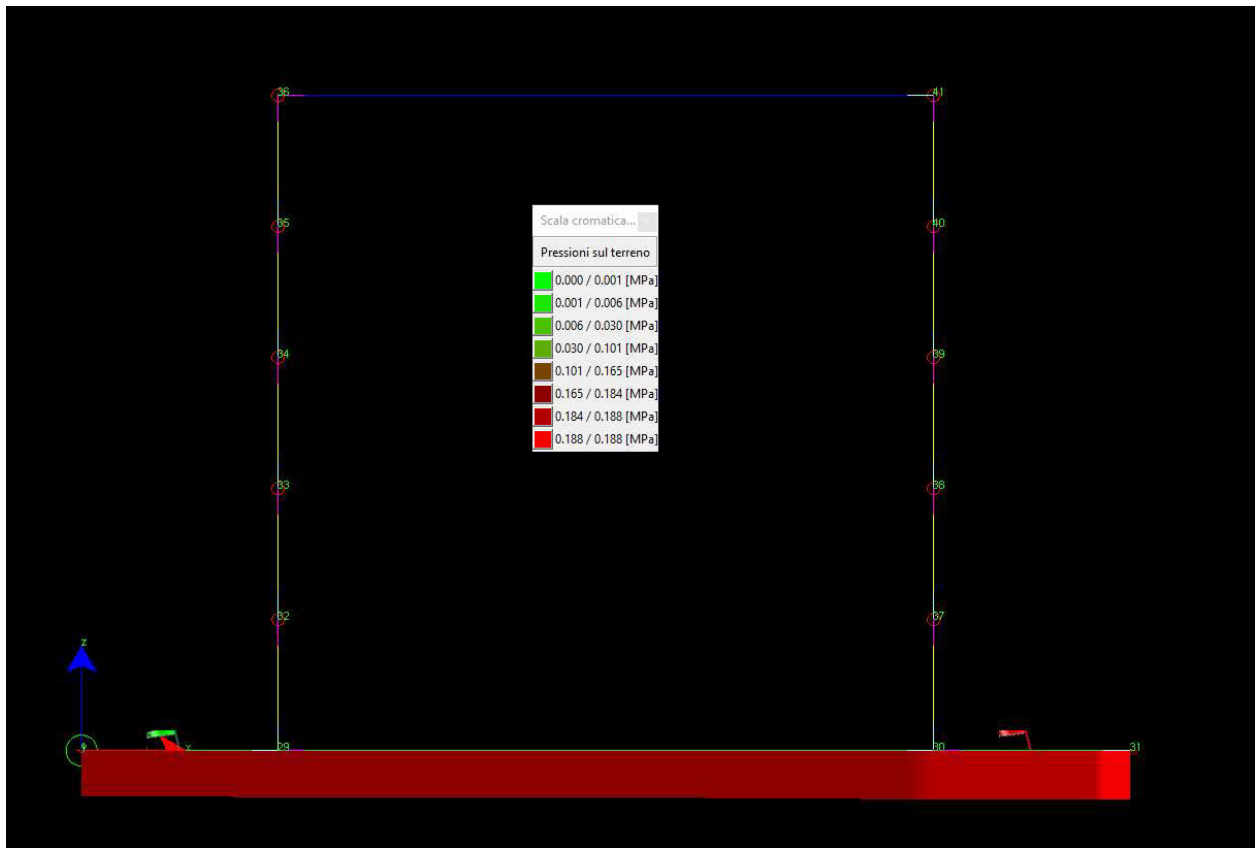


Figura 10-4 "Diagramma involuppo pressioni terreno"

10.3 SOLLECITAZIONI RARE

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 29 30	-151.18 [kN]	Comb. 5	Max trave 29 30	148.91 [kN]	Comb. 5
Pressioni sul terreno	Min trave 30 31	0.138 [MPa]	Comb. 5	Max trave 1 29	0.128 [MPa]	Comb. 5
Momento flettente	Min trave 29 30	-64.02 [kNm]	Comb. 5	Max trave 29 30	32.33 [kNm]	Comb. 5
Momento torcente	Min trave 29 30	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max trave 1 29	0.00 [kNm]	Comb. 5

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 36 41	100.84 [kN]	Comb. 4	Max asta 36 41	102.70 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-2	Min asta 36 41	-211.26 [kN]	Comb. 5	Max asta 36 41	207.77 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 36 41	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 36 41	-0.00 [kN]	Comb. 4

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Momento torcente	Min asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 4
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 36 41	-62.57 [kNm]	Comb. 5	Max asta 36 41	70.56 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 36 41	0.00 [kNm]	Comb. 5

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 36 35	204.61 [kN]	Comb. 4	Max asta 37 30	242.51 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-2	Min asta 36 35	-102.70 [kN]	Comb. 5	Max asta 41 40	102.70 [kN]	Comb. 5
Taglio piano 1-3	Min asta 36 35	-0.00 [kN]	Comb. 5	Max asta 41 40	0.00 [kN]	Comb. 5
Momento torcente	Min asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 4	Max asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 36 35	-66.20 [kNm]	Comb. 5	Max asta 41 40	70.56 [kNm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 36 35	-0.00 [kNm]	Comb. 5	Max asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 5

10.4 SOLLECITAZIONI FREQUENTI

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 29 30	-143.07 [kN]	Comb. 6	Max trave 29 30	143.07 [kN]	Comb. 6
Pressioni sul terreno	Min trave 30 31	0.128 [MPa]	Comb. 6	Max trave 1 29	0.124 [MPa]	Comb. 7
Momento flettente	Min trave 29 30	-59.58 [kNm]	Comb. 7	Max trave 29 30	30.39 [kNm]	Comb. 6
Momento torcente	Min trave 29 30	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max trave 30 31	0.00 [kNm]	Comb. 6

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 36 41	99.22 [kN]	Comb. 6	Max asta 36 41	99.93 [kN]	Comb. 7
Taglio piano 1-2	Min asta 36 41	-198.27 [kN]	Comb. 6	Max asta 36 41	198.27 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-3	Min asta 36 41	-0.00 [kN]	Comb. 7	Max asta 36 41	-0.00 [kN]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 6
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 36 41	-58.77 [kNm]	Comb. 6	Max asta 36 41	65.46 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 7	Max asta 36 41	0.00 [kNm]	Comb. 7

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 36 35	194.43 [kN]	Comb. 7	Max asta 37 30	229.52 [kN]	Comb. 6
Taglio piano 1-2	Min asta 36 35	-99.93 [kN]	Comb. 7	Max asta 41 40	99.93 [kN]	Comb. 7

RELAZIONE DI CALCOLO

Taglio piano 1-3	Min asta 36 35	-0.00 [kN]	Comb. 7	Max asta 41 40	0.00 [kN]	Comb. 7
Momento torcente	Min asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 36 35	-65.14 [kNm]	Comb. 6	Max asta 41 40	65.46 [kNm]	Comb. 7
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 36 35	-0.00 [kNm]	Comb. 6	Max asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 7

10.5 SOLLECITAZIONI QUASI PERMANENTI

Sollecitazioni fondazione

Trave di fondazione Sezione numero 1 Rett. FONDAZIONE 100X50

Taglio	Min trave 29 30	-138.35 [kN]	Comb. 8	Max trave 29 30	138.35 [kN]	Comb. 8
Pressioni sul terreno	Min trave 30 31	0.124 [MPa]	Comb. 8	Max trave 29 30	0.122 [MPa]	Comb. 8
Momento flettente	Min trave 29 30	-57.46 [kNm]	Comb. 8	Max trave 29 30	28.73 [kNm]	Comb. 8
Momento torcente	Min trave 29 30	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max trave 30 31	0.00 [kNm]	Comb. 8

Sollecitazioni impalcato

Trave Sezione numero 1 Rett. IMPALCATO 100X50

Sforzo normale	Min asta 36 41	98.55 [kN]	Comb. 8	Max asta 36 41	98.55 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 36 41	-190.62 [kN]	Comb. 8	Max asta 36 41	190.62 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 36 41	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 36 41	-0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 36 41	-55.85 [kNm]	Comb. 8	Max asta 36 41	63.29 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 36 41	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 36 41	0.00 [kNm]	Comb. 8

Sollecitazioni piedritti

Trave Sezione numero 2 Rett. PIEDRITTI 100X50

Sforzo normale	Min asta 41 40	190.62 [kN]	Comb. 8	Max asta 37 30	221.87 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-2	Min asta 36 35	-98.55 [kN]	Comb. 8	Max asta 41 40	98.55 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 36 35	-0.00 [kN]	Comb. 8	Max asta 41 40	0.00 [kN]	Comb. 8
Momento torcente	Min asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 36 35	-63.29 [kNm]	Comb. 8	Max asta 41 40	63.29 [kNm]	Comb. 8
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 36 35	-0.00 [kNm]	Comb. 8	Max asta 41 40	0.00 [kNm]	Comb. 8

11 VERIFICHE

11.1 SLU/SLV

11.1.1 Soletta fondazione - flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 5Ø24 = 22,62cmq Afs=5Ø24 = 22,62cmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Soletta

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,62	5
2	22,62	45

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 87,42 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

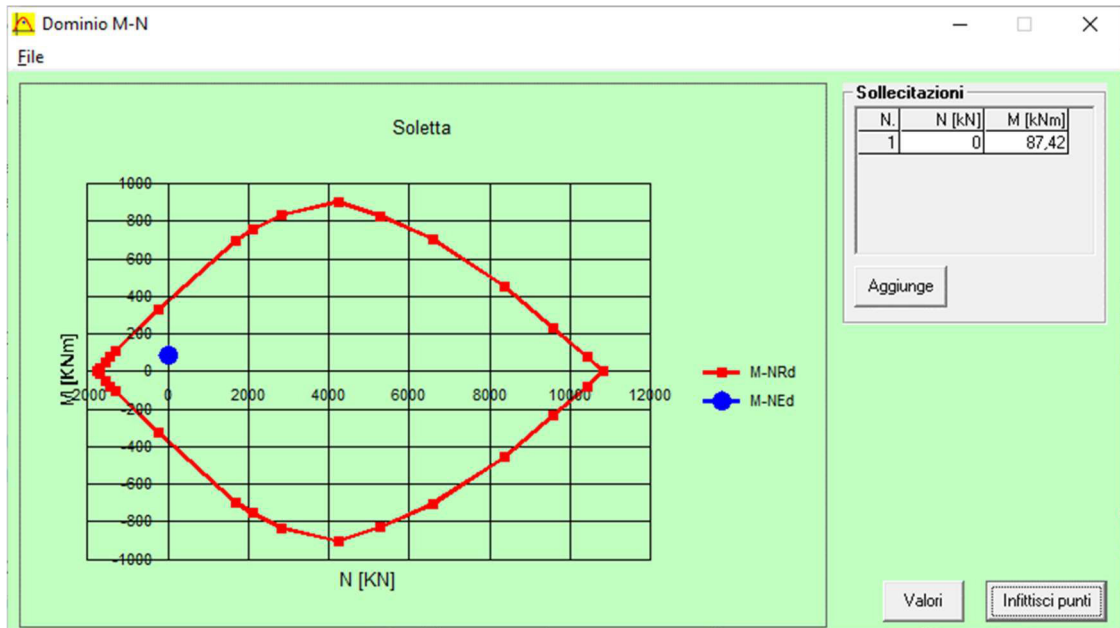
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114 N/mm²

M_{xRd} 375,8 kNm
σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 26 ‰
d 45 cm
x 5,339 x/d 0,1186
δ 0,7



11.1.2 Soletta fondazione – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	206010	N
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33,2	N/mm ²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5	
altezza	h	500	mm
copriferro	c	50	mm
altezza utile	d	450	mm
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm
armatura longitudinale	A_{sl}	2260,8	mm ²
sezione calcestruzzo	A_c	500000	mm ²
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0	N

$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,6666667
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,4339205

$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ_1	0,005024	rapporto geometrico di armatura longitudinale tensione media di compressione della sezione
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0 N/mm ²	

Resistenza a taglio	V_{Rd}	229952,65	N
---------------------	----------	-----------	---

$$V_{Rd} = \{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

VERIFICATA
VERIFICATA

MANDATARIA:

MANDANTI:

11.1.3 Impalcato – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 5Ø24 = 22,62cmq Afs=5Ø24 = 22,62cmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: IMPALCATO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Impalcato

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,62	5
2	22,62	45

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 98,55 0 kN
 M_{xEd} 96,35 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} 67,5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391,3 N/mm²	ε _{cu} 3,5 ‰
E _s 200 000 N/mm²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

M_{xRd} 395,7 kN m

σ_c -18,13 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

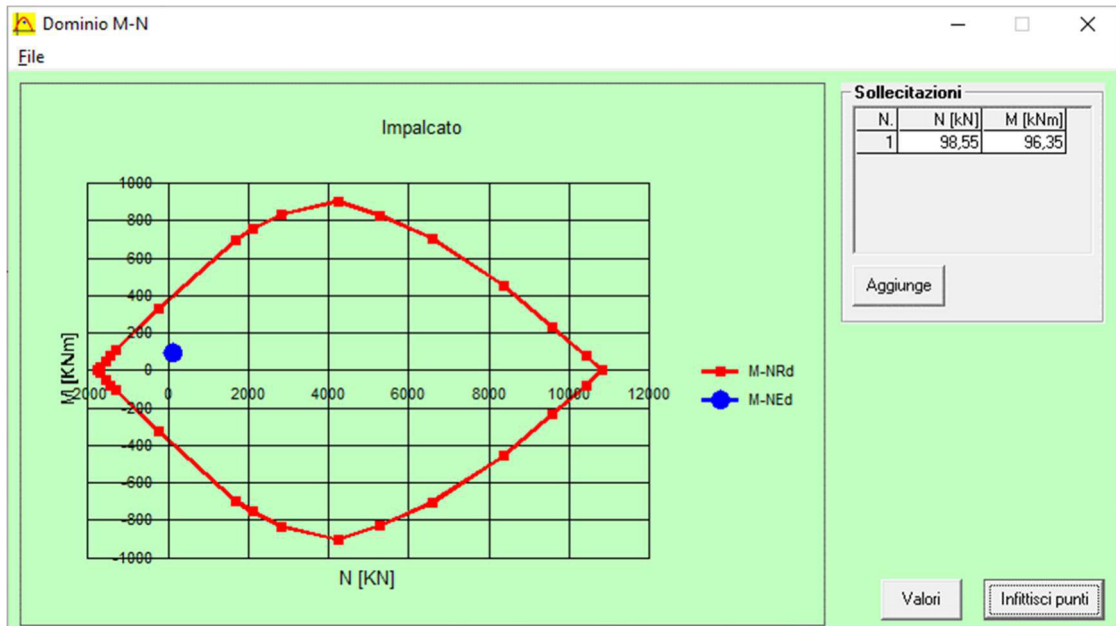
ε_c 3,5 ‰

ε_s 24,74 ‰

d 45 cm

x 5,578 x/d 0,1239

δ 0,7



11.1.4 Impalcato – taglio

Verifica a taglio par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	98,55	KN		
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	288,3	KN		
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²		
	f_{ck}	33	N/mm ²		
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,50			
	f_{cd}	18,81	N/mm ²		
resistenza calcestruzzo ridotta	f'_{cd}	9,41	N/mm ²		
resistenza acciaio	f_{yd}	391,30	N/mm ²		
sezione calcestruzzo	A_c	500000	mm ²		
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm		
altezza utile	d	450	mm		
area armatura trasversale	A_{sw}	157,08	mm ²	n°braccia	2
interasse fra armature trasversali	s	100	mm	φ	10
	σ_{cp}	0,20			
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	α	45	°		
inclin. puntoni cls	θ	45,00	°		
coefficiente maggiorativo	α_c	1,01			

Resistenza di calcolo a taglio trazione

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha = 352,05 \text{ KN}$$

Resistenza di calcolo a taglio compressione

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 3851,15 \text{ KN}$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Resistenza di taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

352,05 KN

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

VERIFICATA

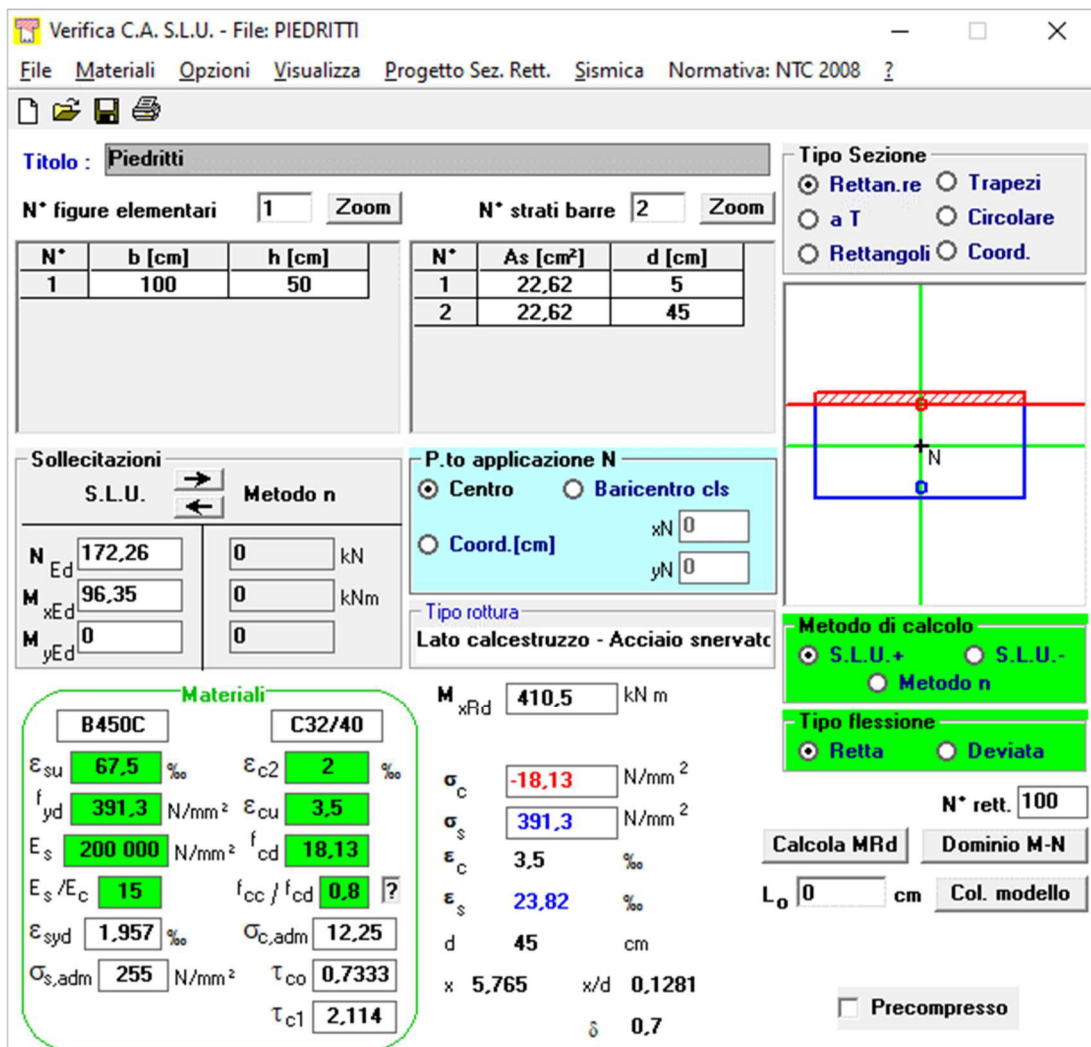
Dato l'elevato sforzo di taglio viene aggiunta armatura apposita costituita da staffe $\varnothing 10$ passo 100mm.

11.1.5 Piedritti – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

$$A_{fi} = 5\varnothing 24 = 22,62\text{cm}^2 \quad A_{fs} = 5\varnothing 24 = 22,62\text{cm}^2$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: PIEDRITTI

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Piedritti

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	22,62	5
			2	22,62	45

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	172,26	0	kN
M _{xEd}	96,35	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

Calcoli:
 M_{xRd} 410,5 kNm
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 23,82 ‰
 d 45 cm
 x 5,765 x/d 0,1281
 δ 0,7

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

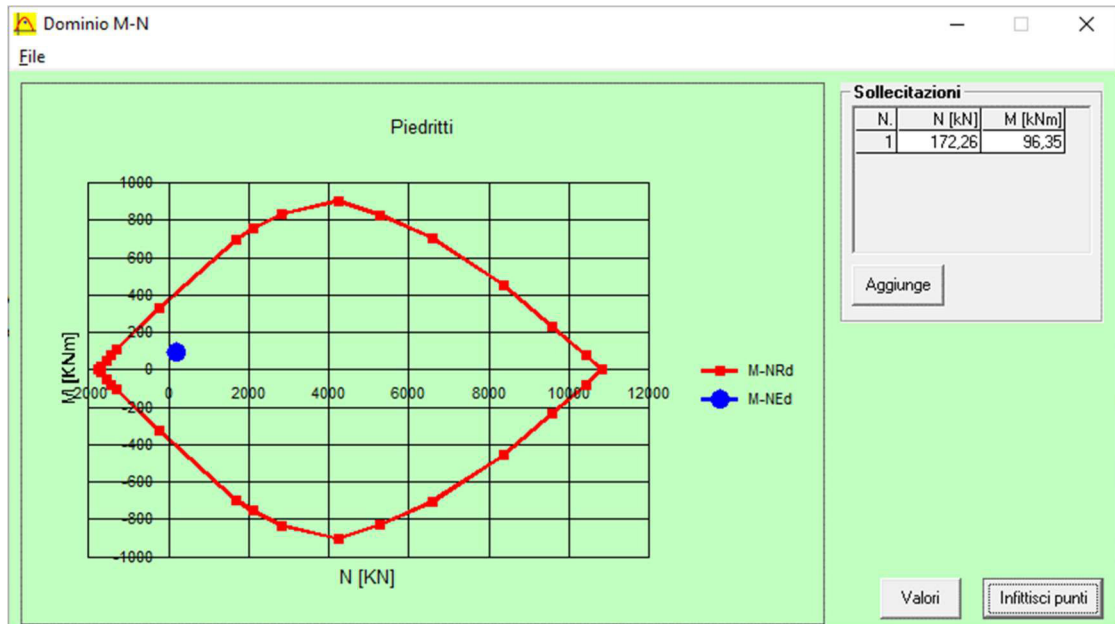
Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



11.1.6 Piedritti – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	139260	N
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33,2	N/mm ²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5	
altezza	h	500	mm
copriferro	c	50	mm
altezza utile	d	450	mm
larghezza minima sezione	b_w	1000	mm
armatura longitudinale	A_{sl}	2260,8	mm ²
sezione calcestruzzo	A_c	500000	mm ²
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	172260	N

$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,6666667
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,4339205

$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ_1	0,005024	rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0,34452	N/mm ² tensione media di compressione della sezione

Resistenza a taglio	V_{Rd}	253207,75	N
---------------------	----------	-----------	---

$$V_{Rd} = \{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

VERIFICATA

MANDATARIA:

MANDANTI:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

VERIFICATA

11.2 SLE

11.2.1 Impalcato

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 5Ø24 = 22,61cmq Afs=5Ø24 = 22,61cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	70,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A_s'	2262	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,05	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	76,94	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	63,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2262	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σ _{c,q.p.}	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ _s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,84	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	69,01	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2262	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	310	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	63,29	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	69,01	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	123,852567	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	123852,567	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01826	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000031	[-]
		0,000207	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	393,40	[mm]
		393,40	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0814	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	65,46	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	71,38	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	123,852567	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	123852,567	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01826	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000019	[-]
		0,000214	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	393,40	[mm]
		393,40	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0842	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

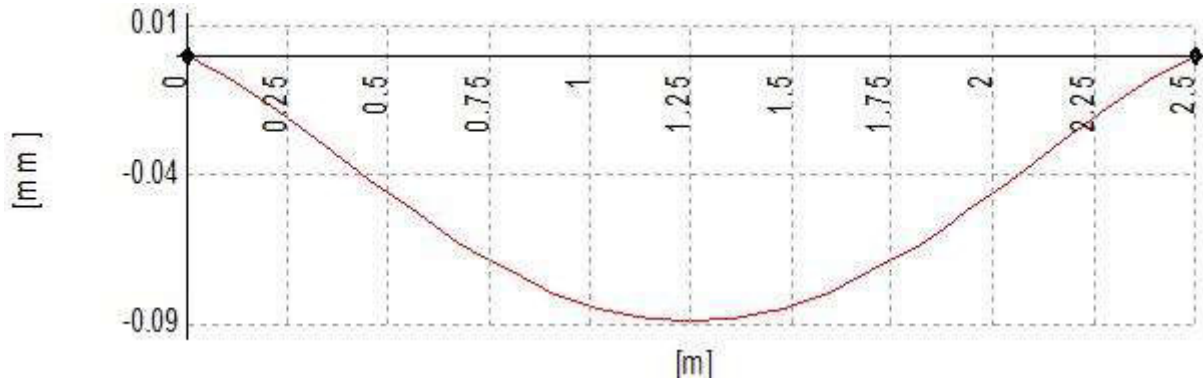
DEFORMABILITA'

Asta Nodi	Sezione	J_x [cm ⁴]	J_y [cm ⁴]
36 - 41	1 Rett. Impalcato B 100 H 50 [cm]	4166667	1041667

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO



Lunghezza dell'asta 2.50 [m]

Freccia massima nel piano 1-2 combinazione 8: -0.1 [mm] VERIFICATO

Freccia massima nel piano 1-3 combinazione 8: 0.0 [mm]

Rapporto f/L nel piano 1-2 1/-27781

Rapporto f/L nel piano 1-3 1/∞

11.2.2 Piedritti

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 5Ø24 = 22,63cmq Afs=5Ø24 = 22,63cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M _{Ed}	70,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2262	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σ _{c,caratt}	2	[MPa]
		19,92	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,05	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	76,94	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	63,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2262	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,84	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	69,01	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2262	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	310	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	63,29	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44	[mm]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	69,01 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	123,852567 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	123852,567 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01826 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000031 [-]
		0,000207 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	393,40 [mm]
		393,40 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0814 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	65,46 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	71,38 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	123,852567 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	123852,567 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01826 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000019 [-]
		0,000214 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	393,40 [mm]
		393,40 [mm]

RELAZIONE DI CALCOLO

Ampiezza delle fessure	w_k	0,0842 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

11.2.3 Soletta fondazione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 50,00cm

Afi= 5Ø24= 22,63cmq Afs=5Ø24 = 22,63cmq

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	64,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2262	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,86	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	69,81	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	57,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]

RELAZIONE DI CALCOLO

Altezza utile della sezione	d'	450	[-] [mm ²]
Area dell'armatura tesa	A _s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2262	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σ _{c,q.p.}	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ _s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,67	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	62,66	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2262	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rit,max}	310	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	57,46	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	62,66	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	123,852567	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	123852,567	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01826	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000063	[-]
		0,000188	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	393,40	[mm]
		393,40	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0739	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	59,58	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	64,97	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	123,852567	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	123852,567	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01826	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000051	[-]
		0,000195	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	393,40	[mm]
		393,40	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0767	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

11.3 SLO

La normativa NTC2008 prescrive, per le costruzioni che ricadono in classe d'uso IV, verifiche di rigidezza allo stato limite di operatività.

Data la difficoltà di inserire la struttura in esame tra le categorie elencate al 7.3.7.2 delle NTC2008, si è deciso, in via cautelativa, di verificare suddetto stato limite con il valore di controllo più basso, ossia $dr < 0,005h$, ulteriormente moltiplicato per 2/3 così come richiesto.

In definitiva il valore massimo di spostamento ammissibile è:

$$dr = 0,005 \cdot h \cdot 2/3 = 0,005 \cdot 2800 \cdot 2/3 = 9,33 \text{ mm}$$

Massimi spostamenti differenziali orizzontali

- Fattore moltiplicativo spostamenti dovuti al sisma b 1
- c 1
- Controllo degli spostamenti di interpiano dU inferiore a 0.0033 H

Comb.	U _x		U _y		U _z		U _{xyz}	
	Nodi	U _x [mm]	Nodi	U _y [mm]	Nodi	U _z [mm]	Nodi	U _{xyz} [mm]
9	30-41	0.2	29-36	0.0	30-41	-0.0	30-41	0.2

Lo spostamento nella direzione di verifica risulta essere di 0.2mm, nettamente inferiore ai limiti normativi.

12 ALLEGATO – TABULATI DI CALCOLO SCATOLARE

12.1 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA

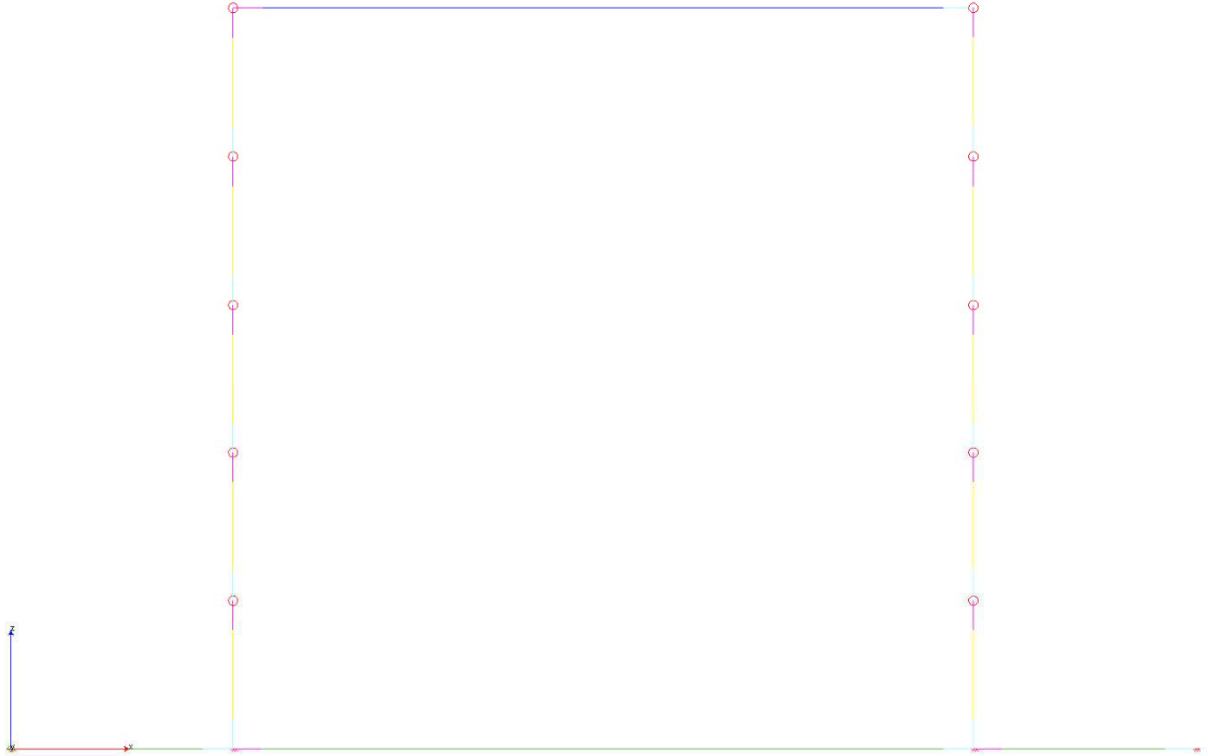


Figura 12-1 "Schema strutturale a fili"

RELAZIONE DI CALCOLO

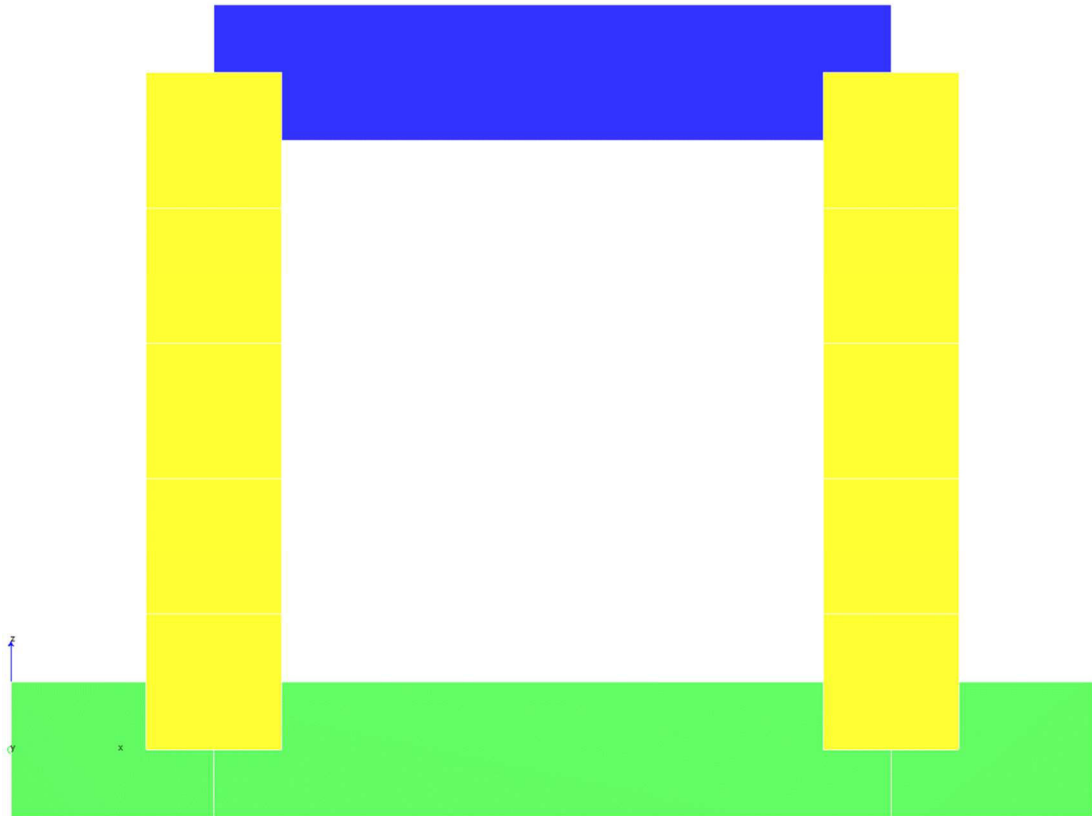


Figura 12-2"Schema strutturale solido"

Convenzioni adottate

La terna di riferimento generale è destrorsa.

I nodi vengono numerati, con riferimento a una sezione orizzontale, da sinistra a destra, dal basso verso l'alto e per quote crescenti.

L'impalcato di appartenenza di un nodo è definito, in generale, dalla prima delle tre cifre che ne definiscono il numero, possono tuttavia presentarsi casi in cui si hanno più di 100 nodi per solaio nel qual caso il solaio di appartenenza è specificato dall'ultimo valore stampato nella riga dei dati relativi al nodo.

La maschera dei vincoli è costituita dai valori 0 e 1. Il valore 1 indica che per il nodo in riferimento il grado di libertà correlativo è soppresso mentre il valore 0 indica che è libero.

Nel caso di edifici civili multipiano l'asse z generale coincide con l'asse verticale rivolto verso l'alto.

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
1	-0.70	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
29	0.05	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
30	2.55	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
31	3.30	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0

RELAZIONE DI CALCOLO

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
32	0.05	0.00	0.50	0	0	0	0	0	0	0
33	0.05	0.00	1.00	0	0	0	0	0	0	0
34	0.05	0.00	1.50	0	0	0	0	0	0	0
35	0.05	0.00	2.00	0	0	0	0	0	0	0
36	0.05	0.00	2.50	0	0	0	0	0	0	0
37	2.55	0.00	0.50	0	0	0	0	0	0	0
38	2.55	0.00	1.00	0	0	0	0	0	0	0
39	2.55	0.00	1.50	0	0	0	0	0	0	0
40	2.55	0.00	2.00	0	0	0	0	0	0	0
41	2.55	0.00	2.50	0	0	0	0	0	0	0

12.2 ELEMENTI TIPO TRAVE

Convenzioni adottate

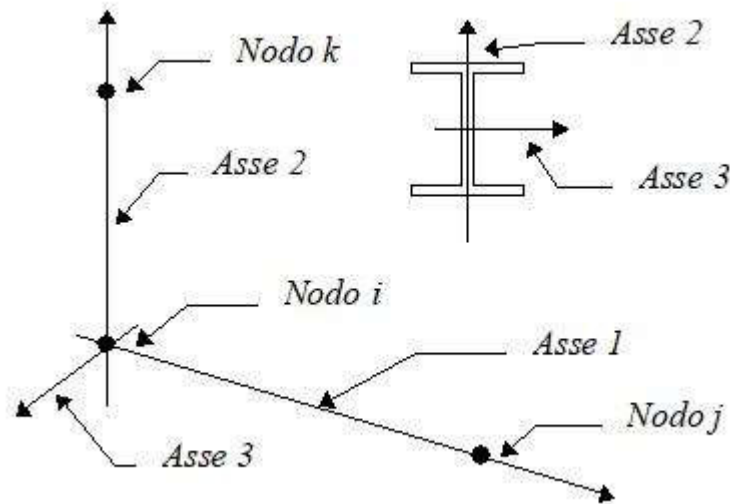
Ogni elemento tipo trave viene identificato da:

Il nodo iniziale *i*;

Il nodo finale *j*;

Il nodo *k* che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale delle travi risulta essere così disposta:



RELAZIONE DI CALCOLO

Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli alle estremità dello elemento (variabili fra 0 e 100%), nei due piani **1-2** e **1-3** della trave in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate (coefficienti **Vi12, Vj12, Vi13, Vj13**).

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo [MPa]	Elastico	ν	alfa [1/°C]	Peso [KN/m³]	Specifico	Commento
1	30000.000		0.120	0.000012	25.00		Calcestruzzo

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 50 [cm] Impalcato

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm²]	Jt [cm⁴]	J2 [cm⁴]	J3 [cm⁴]	J23 [cm⁴]	Xx	Xy
1	1	500000	2860465	1041667	4166667	0	1.2	1.2

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]		
						V _{i12}	V _{j12}	V _{i13}	V _{j13}	N _i	N _j	T _i	T _j	d _i	d _j	
36	41	10000	2.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

12.3 ELEMENTO TIPO PILASTRO

Convenzioni adottate

Ogni elemento tipo pilastro viene identificato da:

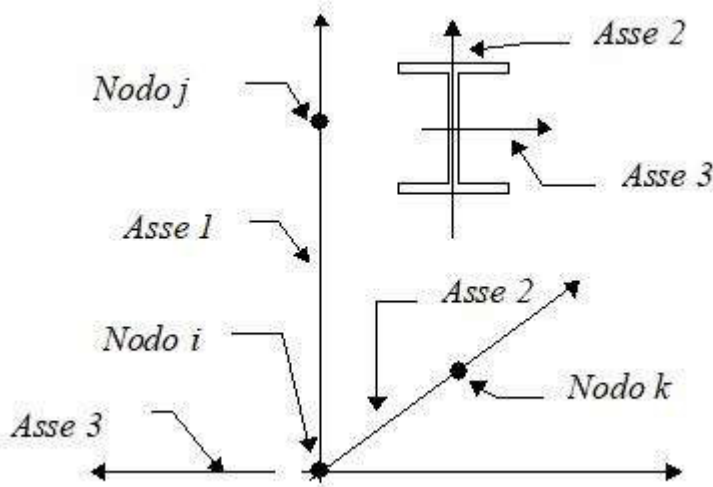
Il nodo iniziale **i**;

Il nodo finale **j**;

Il nodo **k** che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale del pilastro risulta quindi essere così disposta:

RELAZIONE DI CALCOLO



Sistema di riferimento locale

Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli flessionali alle estremità dell'elemento (variabili fra lo 0% e il 100%), nei due piani 1-2 e 1-3 del pilastro in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate alle estremità (coefficienti $V_{i12} - V_{j12} - V_{i13} - V_{j13}$).

In generale, se non diversamente disposto, l'asse 2 coincide, per i pilastri, con l'asse y globale e pertanto la disposizione della sezione coincide con quella che si avrebbe in una vista in pianta.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo
2	210000.003	0.330	0.000012	78.50	Acciaio

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 50 [cm] Piedritti

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm²]	Jt [cm⁴]	J2 [cm⁴]	J3 [cm⁴]	J23 [cm⁴]	Xx	Xy
1	1	500000	2860465	1041667	4166667	0	1.2	1.2

RELAZIONE DI CALCOLO

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]		
						V ₁₁₂	V ₁₂₂	V ₁₁₃	V ₁₂₃	N _i	N _j	T _i	T _j	d _i	d _j	
32	29	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
33	32	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
34	33	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
35	34	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
36	35	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
37	30	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
38	37	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
39	38	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
40	39	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
41	40	10001	0.50	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

12.4 ELEMENTO TIPO TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER

Convenzioni adottate

Ogni elemento tipo trave su suolo alla Winkler viene identificato da:

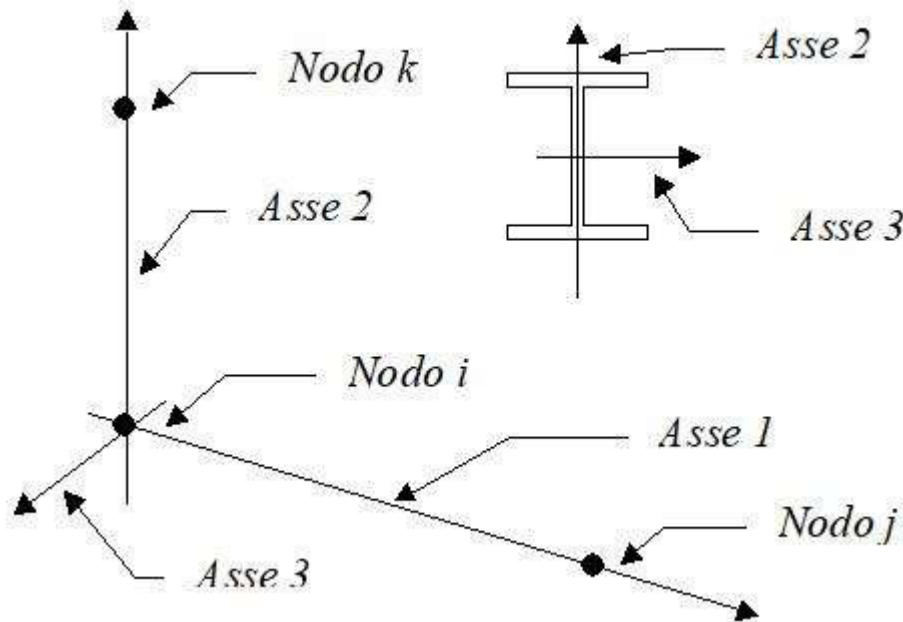
Il nodo iniziale i ;

il nodo finale j ;

il nodo k che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale della trave risulta essere così disposta:

RELAZIONE DI CALCOLO



La modellazione del terreno sul quale agiscono le travi è alla Winkler e pertanto particolare attenzione va riposta ai casi in cui le travi inducano sul terreno zone di trazione poichè, in tal caso, la modellazione stessa cade in difetto.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo

Numero	k Winkler [kg/cm³]	E [MPa]	ν	Commento
1	5.0	0.100	0.10	BASE

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 50 [cm] Terreno numero 1 Default Soletta

Caratteristiche Inerziali:

RELAZIONE DI CALCOLO

Sezione	Materiale	Area [mm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	1	500000	2860465	1041667	4166667	0	1.2	1.2

Travata	Trave	Nodo i	Nodo j	Nodo k	Materiale	Sezione	Luce [m]
0	0	1	29	10000	1	1	0.75
0	0	29	30	10000	1	1	2.50
0	0	30	31	10000	1	1	0.75

12.5 CONDIZIONI, COMBINAZIONI E ANALISI SISMICA

RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

I_s	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
X_g, Y_g, Z_g	coordinate centro di massa Modale
D_x, D_y	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezze
$K_{r_{zz}}, K_{t_{\min}}, K_{t_{\max}}$	rigidezze traslanti e torcenti
r_1, r_2	raggi giroscopi d'inerzia ($r_1 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{\min}})^{1/2}$, $r_2 = (K_{r_{zz}} / K_{t_{\max}})^{1/2}$)
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_{\theta z}$	incrementi percentuali di rigidezze ($\Delta K = (K_i - K_{i-1}) / K_{i-1}$)
$K_{x_i}, K_{y_i}, K_{\theta z_i}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff. di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_{ij})
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
M_{mi} / M_{mtot}	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
Sum	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\phi_{i, U_x}, \phi_{i, U_y}, \phi_{i, \theta z}$	spostamenti modali del nodo master

Modalità di valutazione della risposta modale

Analisi spettrale via Subspace iterator

Smorzamento strutturale 5.0 %

risposta $S = CQC(S_i)$

segno risposta = $\text{sign}(\sum S_i)$

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLV	2	0.10	52.5	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _{mi} /M _{mtot}	% Σ M _{mi} /M _{mtot}
2	0.10	0.534	2.1632070541e+01		4.6794647217e+02	52.5	52.5
5	0.02	0.337	-1.6729513168e+01	77.3	2.7987661743e+02	31.4	83.8
7	0.01	0.300	8.1049661636e+00	37.5	6.5690475464e+01	7.4	91.2
15	0.00	0.292	5.9432229996e+00	27.5	3.5321899414e+01	4.0	95.2
11	0.00	0.296	-5.3989348412e+00	25.0	2.9148496628e+01	3.3	98.4
20	0.00	0.290	3.3297054768e+00	15.4	1.1086938858e+01	1.2	99.7
26	0.00	0.289	-1.5504876375e+00	7.2	2.4040119648e+00	0.3	99.9
22	0.00	0.290	-6.3924676180e-01	3.0	4.0863642097e-01	0.0	100.0
13	0.00	0.293	-2.5030955672e-01	1.2	6.2654875219e-02	0.0	100.0
30	0.00	0.288	2.7564102784e-02	0.1	7.5977976667e-04	0.0	100.0
32	0.00	0.288	7.6237982139e-03	0.0	5.8122299379e-05	0.0	100.0
34	0.00	0.288	-2.4996593129e-03	0.0	6.2482968133e-06	0.0	100.0
33	0.00	0.288	5.1446736506e-06	0.0	2.6467666600e-11	0.0	100.0
31	0.00	0.288	1.2181254760e-06	0.0	1.4838296607e-12	0.0	100.0
25	0.00	0.289	3.3606167449e-07	0.0	1.1293745073e-13	0.0	100.0
19	0.00	0.290	-9.7061068516e-08	0.0	9.4208512112e-15	0.0	100.0
21	0.00	0.290	8.1870418001e-08	0.0	6.7027652587e-15	0.0	100.0
16	0.00	0.292	-4.7677524151e-08	0.0	2.2731463216e-15	0.0	100.0
29	0.00	0.288	-4.1605563439e-08	0.0	1.7310228949e-15	0.0	100.0
14	0.00	0.293	2.9700775173e-10	0.0	8.8213603676e-20	0.0	100.0
9	0.00	0.297	2.8133495533e-10	0.0	7.9149358524e-20	0.0	100.0
12	0.00	0.294	-3.3640645825e-11	0.0	1.1316930389e-21	0.0	100.0
6	0.01	0.305	2.4388047137e-11	0.0	5.9477683824e-22	0.0	100.0
3	0.05	0.426	1.7355444339e-12	0.0	3.0121144969e-24	0.0	100.0
17	0.00	0.291	3.9210812137e-16	0.0	1.5374878362e-31	0.0	100.0
8	0.00	0.297	-3.5922789054e-16	0.0	1.2904467662e-31	0.0	100.0
23	0.00	0.289	-1.8377315497e-16	0.0	3.3772572772e-32	0.0	100.0
27	0.00	0.289	7.7493012789e-17	0.0	6.0051671748e-33	0.0	100.0

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

1	0.28	0.677	8.1276773484e-18	0.0	6.6059137795e-35	0.0	100.0
4	0.02	0.350	2.9416074934e-18	0.0	8.6530546976e-36	0.0	100.0
10	0.00	0.296	2.4488599317e-18	0.0	5.9969149376e-36	0.0	100.0
18	0.00	0.291	2.2644815799e-18	0.0	5.1278767136e-36	0.0	100.0
24	0.00	0.289	1.1227688482e-18	0.0	1.2606098922e-36	0.0	100.0
28	0.00	0.289	6.7228752733e-19	0.0	4.5197050189e-37	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km 0-93 Lotto1 Longitudine 14.6504 Latitudine 36.9386
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso IV coefficiente C_U 2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

Stato Limite	C $q_0 = C \alpha_u/\alpha_1$	q_H	q_V
SLV	1.00	1.00	1.00
SLD	1.00	1.00	1.00
SLC	1.00	1.00	1.00
SLO	1.00	1.00	1.00

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2008 SLV H

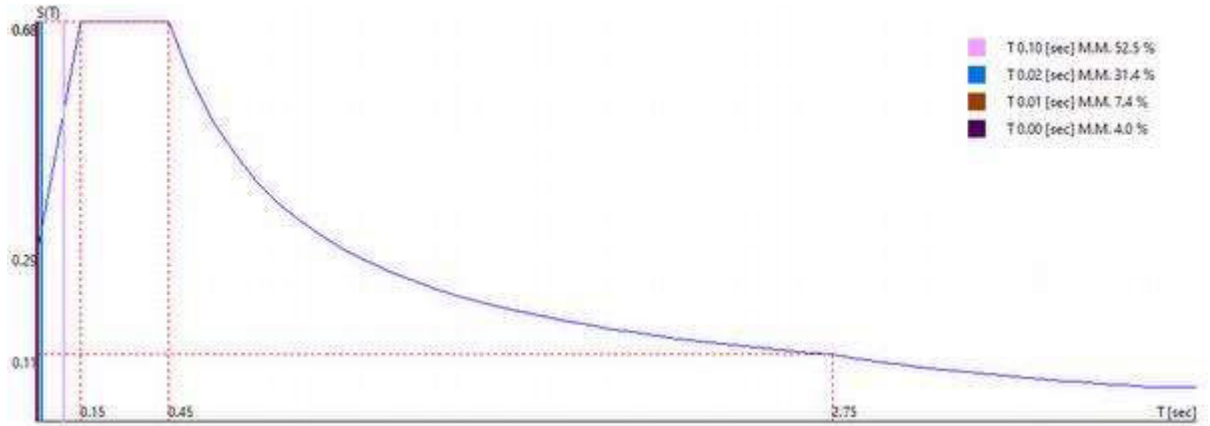
- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 949 (anni)
- S_s 1.000
- T_B 0.15 [sec]
- T_C 0.45 [sec]
- T_D 2.75 [sec]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

- a_g/g 0.2865
- F_0 2.3617
- T_C^* 0.4544



0.00 [°] SLV

Sintesi dei risultati SLO per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLO	2	0.10	52.5	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLO

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% $ L_i / L_1 $	Massa Modale	% M_{mi}/M_{mtot}	% $\Sigma M_{mi}/M_{mtot}$
2	0.10	0.138	2.1632070541e+01		4.6794647217e+02	52.5	52.5
5	0.02	0.073	-1.6729513168e+01	77.3	2.7987661743e+02	31.4	83.8
7	0.01	0.060	8.1049661636e+00	37.5	6.5690475464e+01	7.4	91.2
15	0.00	0.057	5.9432229996e+00	27.5	3.5321899414e+01	4.0	95.2
11	0.00	0.058	-5.3989348412e+00	25.0	2.9148496628e+01	3.3	98.4
20	0.00	0.056	3.3297054768e+00	15.4	1.1086938858e+01	1.2	99.7
26	0.00	0.056	-1.5504876375e+00	7.2	2.4040119648e+00	0.3	99.9
22	0.00	0.056	-6.3924676180e-01	3.0	4.0863642097e-01	0.0	100.0
13	0.00	0.057	-2.5030955672e-01	1.2	6.2654875219e-02	0.0	100.0
30	0.00	0.055	2.7564102784e-02	0.1	7.5977976667e-04	0.0	100.0
32	0.00	0.055	7.6237982139e-03	0.0	5.8122299379e-05	0.0	100.0
34	0.00	0.055	-2.4996593129e-03	0.0	6.2482968133e-06	0.0	100.0
33	0.00	0.055	5.1446736506e-06	0.0	2.6467666600e-11	0.0	100.0

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

31	0.00	0.055	1.2181254760e-06	0.0	1.4838296607e-12	0.0	100.0
25	0.00	0.056	3.3606167449e-07	0.0	1.1293745073e-13	0.0	100.0
19	0.00	0.056	-9.7061068516e-08	0.0	9.4208512112e-15	0.0	100.0
21	0.00	0.056	8.1870418001e-08	0.0	6.7027652587e-15	0.0	100.0
16	0.00	0.057	-4.7677524151e-08	0.0	2.2731463216e-15	0.0	100.0
29	0.00	0.055	-4.1605563439e-08	0.0	1.7310228949e-15	0.0	100.0
14	0.00	0.057	2.9700775173e-10	0.0	8.8213603676e-20	0.0	100.0
9	0.00	0.059	2.8133495533e-10	0.0	7.9149358524e-20	0.0	100.0
12	0.00	0.057	-3.3640645825e-11	0.0	1.1316930389e-21	0.0	100.0
6	0.01	0.062	2.4388047137e-11	0.0	5.9477683824e-22	0.0	100.0
3	0.05	0.105	1.7355444339e-12	0.0	3.0121144969e-24	0.0	100.0
17	0.00	0.056	3.9210812137e-16	0.0	1.5374878362e-31	0.0	100.0
8	0.00	0.059	-3.5922789054e-16	0.0	1.2904467662e-31	0.0	100.0
23	0.00	0.056	-1.8377315497e-16	0.0	3.3772572772e-32	0.0	100.0
27	0.00	0.056	7.7493012789e-17	0.0	6.0051671748e-33	0.0	100.0
1	0.28	0.131	8.1276773484e-18	0.0	6.6059137795e-35	0.0	100.0
4	0.02	0.077	2.9416074934e-18	0.0	8.6530546976e-36	0.0	100.0
10	0.00	0.058	2.4488599317e-18	0.0	5.9969149376e-36	0.0	100.0
18	0.00	0.056	2.2644815799e-18	0.0	5.1278767136e-36	0.0	100.0
24	0.00	0.056	1.1227688482e-18	0.0	1.2606098922e-36	0.0	100.0
28	0.00	0.056	6.7228752733e-19	0.0	4.5197050189e-37	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km 0-93 Lotto1 Longitudine 14.6504 Latitudine 36.9386
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso IV coefficiente C_U 2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

MANDATARIA:

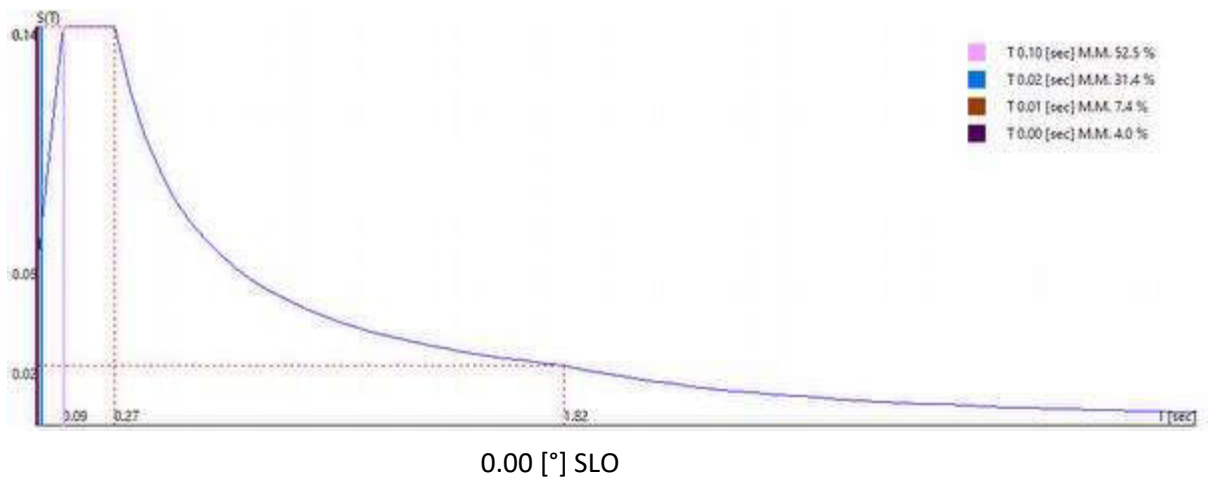
MANDANTI:

Stato Limite	C $q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$	q_H	q_V
SLV	1.00	1.00	1.00
SLD	1.00	1.00	1.00
SLC	1.00	1.00	1.00
SLO	1.00	1.00	1.00

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2008 SLO H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 81.0 e periodo di ritorno (T_R) 60 (anni)
- S_s 1.000
- T_B 0.09 [sec]
- T_C 0.27 [sec]
- T_D 1.82 [sec]
- a_g/g 0.0548
- F_o 2.5113
- T_C^* 0.2700



12.6 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI

Convenzioni adottate

MANDATARIA:

MANDANTI:

I carichi applicati vengono raccolti nella tabella riportata alla fine del paragrafo e si intendono applicati nel sistema di riferimento locale dell'elemento.

Per la lettura della tabella si definiscono:

Nodo l , Nodo j

I nodi iniziale/finale dell'asta o lato dell'elemento cui afferisce il carico

L

La distanza fra i suddetti nodi.

q_{xi} , ..., q_{xj}

Le componenti di un carico distribuito costante o variabile linearmente iniziali (indice i) e finale (indice j).

x_i , x_j

Le distanze, misurate a partire dal Nodo l , dei punti di applicazione dei carichi q_{xi} .. q_{xj} relativi a carichi distribuiti applicati su porzioni di un'asta.

P_x , ..., P_z x_{App}

Le componenti di un Carico Concentrato applicato a distanza x_{App} dal Nodo l .

M_x , ..., M_z x_{App}

Le componenti di una Coppia Concentrata applicata a distanza x_{App} dal Nodo l .

Var Termica Assiale, ..., Var Termica Farfalla 13

Le variazioni termiche (Assiali ed a Farfalla) misurate in gradi Celsius.

m_{xi} , ..., m_{xj}

Le componenti di coppie distribuite costanti o variabili linearmente iniziali (indice i) e finale (indice j).

q_{S_x} , q_{S_y} , q_{S_z}

carichi, per unità di superficie, applicati su elementi superficiali o facce di elementi solidi

Peso Proprio

Il valore del carico derivante dal peso proprio dell'elemento

Carichi distribuiti

RELAZIONE DI CALCOLO

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	xi [m]	qxi [KN/m]	qyi [KN/m]	qzi [KN/m]	xj [m]	qxj [KN/m]	qyj [KN/m]	qzj [KN/m]
36	41	2.50	1	0.00	0.00	12.50	0.00	2.50	0.00	12.50	0.00
			2	0.00	0.00	140.00	0.00	2.50	0.00	140.00	0.00
			4	0.00	0.00	8.15	0.00	2.50	0.00	8.15	0.00
			5	0.00	0.00	9.00	0.00	2.50	0.00	9.00	0.00
1	29	0.75	1	0.00	0.00	12.50	0.00	0.75	0.00	12.50	0.00
32	29	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-79.00	-0.00	0.50	0.00	-79.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.50	0.00	-14.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.50	0.00	-3.00	-0.00
33	32	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-75.00	-0.00	0.50	0.00	-75.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.50	0.00	-14.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.50	0.00	-3.00	-0.00
29	30	2.50	1	0.00	0.00	12.50	0.00	2.50	0.00	12.50	0.00
34	33	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-70.00	-0.00	0.50	0.00	-70.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.50	0.00	-14.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.50	0.00	-3.00	-0.00
30	31	0.75	1	0.00	0.00	12.50	0.00	0.75	0.00	12.50	0.00
35	34	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-66.00	-0.00	0.50	0.00	-66.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.50	0.00	-14.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.50	0.00	-3.00	-0.00
36	35	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	-62.00	-0.00	0.50	0.00	-62.00	-0.00
			5	0.00	0.00	-4.00	-0.00	0.50	0.00	-4.00	-0.00
			6	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.50	0.00	-14.00	-0.00
			7	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.50	0.00	-3.00	-0.00
37	30	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

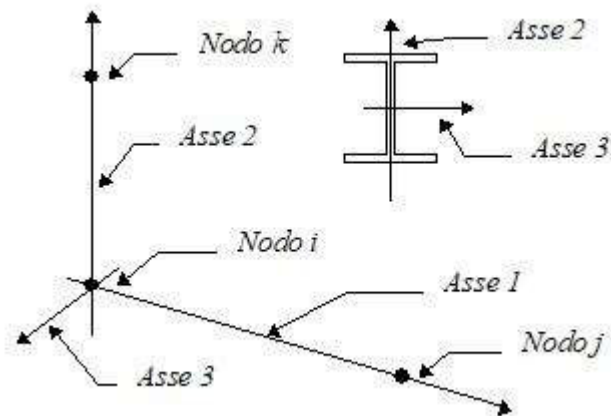
			3	0.00	0.00	79.00	0.00	0.50	0.00	79.00	0.00
38	37	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	75.00	0.00	0.50	0.00	75.00	0.00
39	38	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	70.00	0.00	0.50	0.00	70.00	0.00
40	39	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	66.00	0.00	0.50	0.00	66.00	0.00
41	40	0.50	1	0.00	-12.50	0.00	0.00	0.50	-12.50	0.00	0.00
			3	0.00	0.00	62.00	0.00	0.50	0.00	62.00	0.00

12.7 AZIONI TRAVI

Convenzioni adottate

Le sollecitazioni nelle travi sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo K .

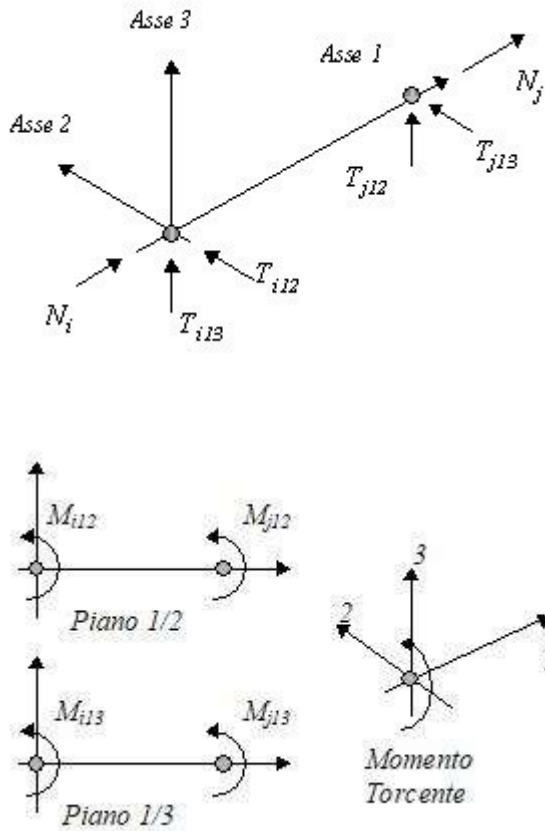
La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Per ogni trave vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	36	136.48	278.33	-0.00	-0.00	0.00	89.78
	41	-136.48	280.42	0.00	0.00	0.00	-92.40
2	36	139.26	283.06	-0.00	-0.00	0.00	89.80
	41	-139.26	288.30	0.00	0.00	0.00	-96.35
3	36	107.21	175.00	-0.00	-0.00	0.00	45.51
	41	-107.21	206.25	0.00	0.00	0.00	-84.57
4	36	100.84	204.61	-0.00	-0.00	0.00	66.18
	41	-100.84	206.01	0.00	0.00	0.00	-67.93
5	36	102.70	207.77	-0.00	-0.00	0.00	66.20
	41	-102.70	211.26	0.00	0.00	0.00	-70.56
6	36	99.22	198.27	-0.00	-0.00	0.00	65.14

RELAZIONE DI CALCOLO

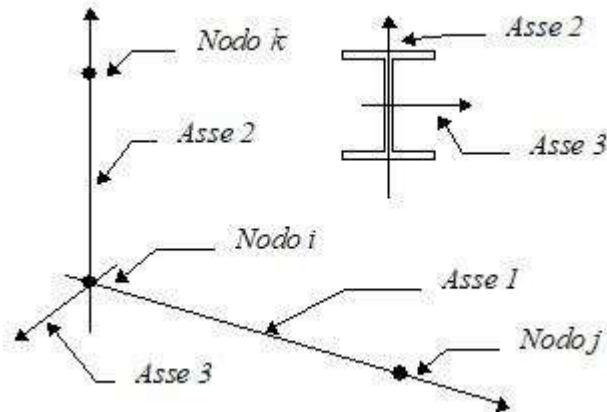
Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	41	-99.22	198.27	0.00	0.00	0.00	-65.14
7	36	99.93	194.43	-0.00	-0.00	0.00	63.71
	41	-99.93	195.82	0.00	0.00	0.00	-65.46
8	36	98.55	190.62	-0.00	-0.00	0.00	63.29
	41	-98.55	190.62	0.00	0.00	0.00	-63.29
9	36	100.40	186.91	-0.00	-0.00	0.00	59.03
	41	-100.40	194.34	0.00	0.00	0.00	-68.30

12.8 AZIONI PILASTRI

Convenzioni adottate

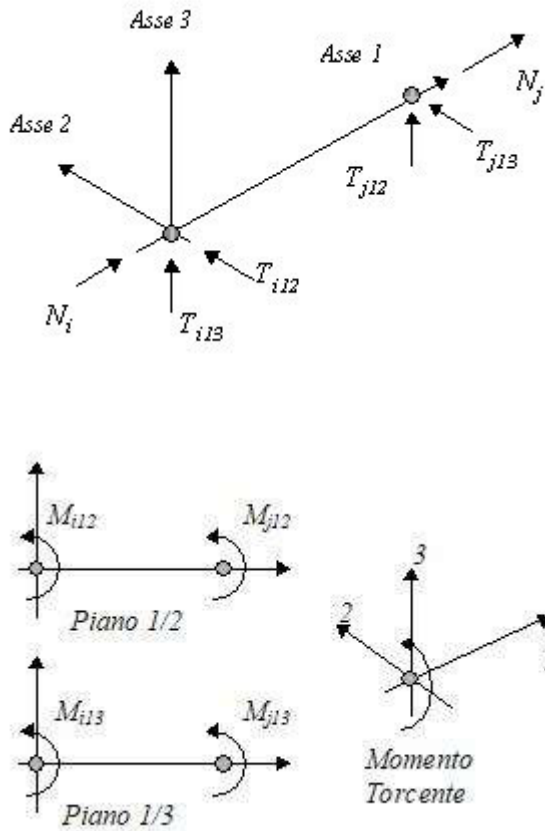
Le sollecitazioni nei pilastri sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento del pilastro nello spazio è definito a mezzo del nodo K.

La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:

RELAZIONE DI CALCOLO



Per ogni pilastro vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	32	312.08	52.60	-0.00	0.00	0.00	1.35
	29	-320.51	-107.12	0.00	-0.00	0.00	38.58
2	32	316.81	57.01	-0.00	0.00	-0.00	-0.29
	29	-325.25	-113.34	0.00	-0.00	0.00	42.88
3	32	192.82	70.44	-0.00	0.00	-0.00	-11.25
	29	-199.07	-116.94	0.00	-0.00	0.00	58.07
4	32	229.61	38.86	-0.00	0.00	-0.00	1.17
	29	-235.86	-79.16	0.00	-0.00	0.00	28.34
5	32	232.77	41.80	-0.00	0.00	-0.00	0.07
	29	-239.02	-83.30	0.00	-0.00	0.00	31.20
6	32	223.27	37.28	-0.00	0.00	0.00	2.18

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	29	-229.52	-76.78	0.00	-0.00	0.00	26.34
7	32	219.43	39.77	-0.00	0.00	-0.00	1.84
	29	-225.68	-80.07	0.00	-0.00	0.00	28.12
8	32	215.62	37.95	-0.00	0.00	-0.00	2.68
	29	-221.87	-77.45	0.00	-0.00	0.00	26.18
9	32	210.02	45.42	-0.00	0.00	-0.00	-0.67
	29	-216.27	-86.42	0.00	-0.00	0.00	33.62
1	33	303.64	0.77	-0.00	0.00	0.00	14.69
	32	-312.08	-52.60	0.00	-0.00	-0.00	-1.35
2	33	308.37	3.39	-0.00	0.00	0.00	14.81
	32	-316.81	-57.01	0.00	-0.00	0.00	0.29
3	33	187.73	25.43	-0.00	0.00	0.00	12.52
	32	-193.98	-69.93	0.00	-0.00	0.00	11.25
4	33	223.36	0.56	-0.00	0.00	0.00	11.02
	32	-229.61	-38.86	0.00	-0.00	0.00	-1.17
5	33	226.52	2.30	-0.00	0.00	0.00	11.10
	32	-232.77	-41.80	0.00	-0.00	0.00	-0.07
6	33	217.02	-0.22	-0.00	0.00	0.00	11.44
	32	-223.27	-37.28	0.00	-0.00	-0.00	-2.18
7	33	213.18	1.47	-0.00	0.00	0.00	12.14
	32	-219.43	-39.77	0.00	-0.00	0.00	-1.84
8	33	209.37	0.45	-0.00	0.00	0.00	12.28
	32	-215.62	-37.95	0.00	-0.00	0.00	-2.68
9	33	204.06	6.29	-0.00	0.00	0.00	12.22
	32	-210.31	-45.29	0.00	-0.00	0.00	0.67
1	34	295.20	-47.68	-0.00	0.00	0.00	2.97
	33	-303.64	-0.77	0.00	-0.00	-0.00	-14.69
2	34	299.93	-46.86	-0.00	0.00	0.00	3.94
	33	-308.37	-3.39	0.00	-0.00	-0.00	-14.81
3	34	182.60	-17.61	-0.00	0.00	0.00	14.33
	33	-188.85	-24.39	0.00	-0.00	-0.00	-12.52

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
4	34	217.11	-35.24	-0.00	0.00	0.00	2.36
	33	-223.36	-0.56	0.00	-0.00	-0.00	-11.02
5	34	220.27	-34.70	-0.00	0.00	0.00	3.00
	33	-226.52	-2.30	0.00	-0.00	-0.00	-11.10
6	34	210.77	-35.22	-0.00	0.00	0.00	2.58
	33	-217.02	0.22	0.00	-0.00	-0.00	-11.44
7	34	206.93	-34.33	-0.00	0.00	0.00	3.93
	33	-213.18	-1.47	0.00	-0.00	-0.00	-12.14
8	34	203.12	-34.55	-0.00	0.00	0.00	3.76
	33	-209.37	-0.45	0.00	-0.00	-0.00	-12.28
9	34	198.10	-30.47	-0.00	0.00	0.00	6.13
	33	-204.35	-6.03	0.00	-0.00	-0.00	-12.22
1	35	286.76	-93.43	-0.00	0.00	0.00	-32.31
	34	-295.20	47.68	0.00	-0.00	-0.00	-2.97
2	35	291.50	-94.41	-0.00	0.00	0.00	-31.38
	34	-299.93	46.86	0.00	-0.00	-0.00	-3.94
3	35	177.45	-59.19	-0.00	0.00	0.00	-5.33
	34	-183.70	19.19	0.00	-0.00	-0.00	-14.33
4	35	210.86	-69.04	-0.00	0.00	0.00	-23.71
	34	-217.11	35.24	0.00	-0.00	-0.00	-2.36
5	35	214.02	-69.70	-0.00	0.00	0.00	-23.10
	34	-220.27	34.70	0.00	-0.00	-0.00	-3.00
6	35	204.52	-68.22	-0.00	0.00	0.00	-23.28
	34	-210.77	35.22	0.00	-0.00	-0.00	-2.58
7	35	200.68	-68.13	-0.00	0.00	0.00	-21.69
	34	-206.93	34.33	0.00	-0.00	-0.00	-3.93
8	35	196.87	-67.55	-0.00	0.00	0.00	-21.77
	34	-203.12	34.55	0.00	-0.00	-0.00	-3.76
9	35	192.14	-65.37	-0.00	0.00	0.00	-17.94
	34	-198.39	30.87	0.00	-0.00	-0.00	-6.13
1	36	278.33	-136.48	-0.00	0.00	0.00	-89.78

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	35	-286.76	93.43	0.00	-0.00	-0.00	32.31
2	36	283.06	-139.26	-0.00	0.00	0.00	-89.80
	35	-291.50	94.41	0.00	-0.00	-0.00	31.38
3	36	172.26	-99.30	-0.00	0.00	0.00	-45.51
	35	-178.51	61.30	0.00	-0.00	-0.00	5.33
4	36	204.61	-100.84	-0.00	0.00	0.00	-66.18
	35	-210.86	69.04	0.00	-0.00	-0.00	23.71
5	36	207.77	-102.70	-0.00	0.00	0.00	-66.20
	35	-214.02	69.70	0.00	-0.00	-0.00	23.10
6	36	198.27	-99.22	-0.00	0.00	0.00	-65.14
	35	-204.52	68.22	0.00	-0.00	-0.00	23.28
7	36	194.43	-99.93	-0.00	0.00	0.00	-63.71
	35	-200.68	68.13	0.00	-0.00	-0.00	21.69
8	36	190.62	-98.55	-0.00	0.00	0.00	-63.29
	35	-196.87	67.55	0.00	-0.00	-0.00	21.77
9	36	186.16	-98.41	-0.00	0.00	0.00	-59.03
	35	-192.41	65.91	0.00	-0.00	-0.00	17.94
1	37	314.17	-47.80	0.00	0.00	-0.00	-3.53
	30	-322.61	101.12	-0.00	-0.00	-0.00	-33.70
2	37	322.05	-45.01	0.00	0.00	-0.00	-5.16
	30	-330.49	98.34	-0.00	-0.00	-0.00	-30.68
3	37	238.43	-16.13	0.00	0.00	0.00	-19.77
	30	-244.68	55.63	-0.00	-0.00	-0.00	1.80
4	37	231.01	-35.66	0.00	0.00	-0.00	-2.62
	30	-237.26	75.16	-0.00	-0.00	-0.00	-25.08
5	37	236.26	-33.80	0.00	0.00	-0.00	-3.71
	30	-242.51	73.30	-0.00	-0.00	-0.00	-23.07
6	37	223.27	-37.28	0.00	0.00	0.00	-2.18
	30	-229.52	76.78	-0.00	-0.00	-0.00	-26.34
7	37	220.82	-36.57	0.00	0.00	0.00	-3.29
	30	-227.07	76.07	-0.00	-0.00	-0.00	-24.87
8	37	215.62	-37.95	0.00	0.00	0.00	-2.68

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	30	-221.87	77.45	-0.00	-0.00	-0.00	-26.18
9	37	221.23	-32.77	0.00	0.00	0.00	-6.70
	30	-227.48	72.27	-0.00	-0.00	-0.00	-19.57
1	38	305.74	2.83	0.00	0.00	-0.00	-14.77
	37	-314.17	47.80	-0.00	-0.00	0.00	3.53
2	38	313.61	5.61	0.00	0.00	-0.00	-15.01
	37	-322.05	45.01	-0.00	-0.00	0.00	5.16
3	38	231.02	20.86	0.00	0.00	-0.00	-18.78
	37	-237.27	16.64	-0.00	-0.00	-0.00	19.77
4	38	224.76	1.84	0.00	0.00	-0.00	-11.08
	37	-231.01	35.66	-0.00	-0.00	0.00	2.62
5	38	230.01	3.70	0.00	0.00	-0.00	-11.23
	37	-236.26	33.80	-0.00	-0.00	0.00	3.71
6	38	217.02	0.22	0.00	0.00	-0.00	-11.44
	37	-223.27	37.28	-0.00	-0.00	-0.00	2.18
7	38	214.57	0.93	0.00	0.00	-0.00	-12.20
	37	-220.82	36.57	-0.00	-0.00	-0.00	3.29
8	38	209.37	-0.45	0.00	0.00	-0.00	-12.28
	37	-215.62	37.95	-0.00	-0.00	-0.00	2.68
9	38	214.69	4.60	0.00	0.00	-0.00	-13.78
	37	-220.94	32.90	-0.00	-0.00	-0.00	6.70
1	39	297.30	50.08	0.00	0.00	-0.00	-1.55
	38	-305.74	-2.83	-0.00	-0.00	0.00	14.77
2	39	305.17	52.86	0.00	0.00	-0.00	-0.39
	38	-313.61	-5.61	-0.00	-0.00	0.00	15.01
3	39	223.65	54.82	0.00	0.00	-0.00	-0.01
	38	-229.90	-19.82	-0.00	-0.00	0.00	18.78
4	39	218.51	36.84	0.00	0.00	-0.00	-1.41
	38	-224.76	-1.84	-0.00	-0.00	0.00	11.08
5	39	223.76	38.70	0.00	0.00	-0.00	-0.64
	38	-230.01	-3.70	-0.00	-0.00	0.00	11.23

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
6	39	210.77	35.22	0.00	0.00	-0.00	-2.58
	38	-217.02	-0.22	-0.00	-0.00	0.00	11.44
7	39	208.32	35.93	0.00	0.00	-0.00	-2.98
	38	-214.57	-0.93	-0.00	-0.00	0.00	12.20
8	39	203.12	34.55	0.00	0.00	-0.00	-3.76
	38	-209.37	0.45	-0.00	-0.00	0.00	12.28
9	39	208.15	39.33	0.00	0.00	-0.00	-2.85
	38	-214.40	-4.33	-0.00	-0.00	0.00	13.78
1	40	288.86	94.63	0.00	0.00	-0.00	34.63
	39	-297.30	-50.08	-0.00	-0.00	0.00	1.55
2	40	296.74	97.41	0.00	0.00	-0.00	37.18
	39	-305.17	-52.86	-0.00	-0.00	0.00	0.39
3	40	216.30	86.24	0.00	0.00	-0.00	34.79
	39	-222.55	-53.24	-0.00	-0.00	0.00	0.01
4	40	212.26	69.84	0.00	0.00	-0.00	25.26
	39	-218.51	-36.84	-0.00	-0.00	0.00	1.41
5	40	217.51	71.70	0.00	0.00	-0.00	26.96
	39	-223.76	-38.70	-0.00	-0.00	0.00	0.64
6	40	204.52	68.22	0.00	0.00	-0.00	23.28
	39	-210.77	-35.22	-0.00	-0.00	0.00	2.58
7	40	202.07	68.93	0.00	0.00	-0.00	23.24
	39	-208.32	-35.93	-0.00	-0.00	0.00	2.98
8	40	196.87	67.55	0.00	0.00	-0.00	21.77
	39	-203.12	-34.55	-0.00	-0.00	0.00	3.76
9	40	201.61	71.93	0.00	0.00	-0.00	24.86
	39	-207.86	-38.93	-0.00	-0.00	0.00	2.85
1	41	280.42	136.48	0.00	0.00	-0.00	92.40
	40	-288.86	-94.63	-0.00	-0.00	0.00	-34.63
2	41	288.30	139.26	0.00	0.00	-0.00	96.35
	40	-296.74	-97.41	-0.00	-0.00	0.00	-37.18
3	41	208.99	115.13	0.00	0.00	-0.00	84.57

MANDATARIA:

MANDANTI:

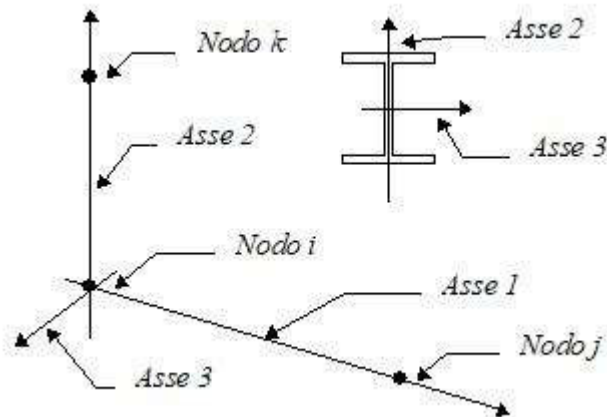
RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
4	40	-215.24	-84.13	-0.00	-0.00	0.00	-34.79
	41	206.01	100.84	0.00	0.00	-0.00	67.93
5	40	-212.26	-69.84	-0.00	-0.00	0.00	-25.26
	41	211.26	102.70	0.00	0.00	-0.00	70.56
6	40	-217.51	-71.70	-0.00	-0.00	0.00	-26.96
	41	198.27	99.22	0.00	0.00	-0.00	65.14
7	40	-204.52	-68.22	-0.00	-0.00	0.00	-23.28
	41	195.82	99.93	0.00	0.00	-0.00	65.46
8	40	-202.07	-68.93	-0.00	-0.00	0.00	-23.24
	41	190.62	98.55	0.00	0.00	-0.00	63.29
9	40	-196.87	-67.55	-0.00	-0.00	0.00	-21.77
	41	195.09	102.40	0.00	0.00	-0.00	68.30
	40	-201.34	-71.40	-0.00	-0.00	0.00	-24.86

12.9 AZIONI TRAVI DI FONDAZIONE

Convenzioni adottate

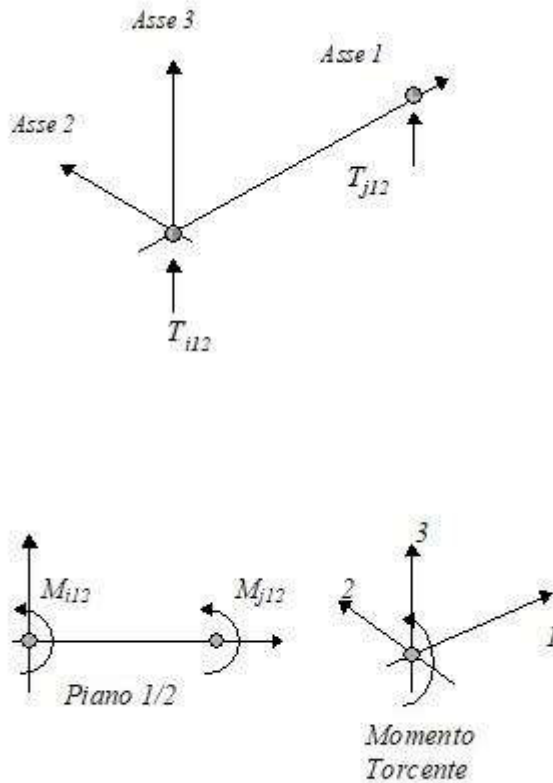
Le sollecitazioni nelle travi di fondazione sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo K.



La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta

Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:

RELAZIONE DI CALCOLO



La trave è da considerarsi appoggiata su un sottospazio elastico a comportamento bilatero (terreno alla Winkler).

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
1	1	0.175	-0.00	0.00	0.00
	29	0.177	-0.00	-119.44	44.70
2	1	0.174	-0.00	0.00	0.00
	29	0.178	-0.00	-119.23	44.54
3	1	0.074	0.00	1.67	0.00
	29	0.094	-0.00	-54.77	20.08
4	1	0.129	-0.00	0.00	0.00
	29	0.130	-0.00	-87.98	32.93
5	1	0.128	-0.00	0.00	0.00
	29	0.131	-0.00	-87.84	32.82
6	1	0.127	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
	29	0.128	-0.00	-86.45	32.39
7	1	0.124	-0.00	0.00	0.00
	29	0.125	-0.00	-84.08	31.46
8	1	0.123	0.00	0.00	0.00
	29	0.124	-0.00	-83.52	31.29
9	1	0.111	0.00	0.40	0.00
	29	0.117	-0.00	-76.56	28.58
1	29	0.177	-0.00	-201.07	-83.28
	30	0.180	0.00	-199.71	79.80
2	29	0.178	-0.00	-206.01	-87.42
	30	0.186	0.00	-202.61	78.72
3	29	0.094	-0.00	-147.32	-78.77
	30	0.154	0.00	-129.66	39.95
4	29	0.130	-0.00	-147.88	-61.27
	30	0.133	0.00	-146.97	58.95
5	29	0.131	-0.00	-151.18	-64.02
	30	0.137	0.00	-148.91	58.23
6	29	0.128	-0.00	-143.07	-58.72
	30	0.128	0.00	-143.07	58.72
7	29	0.125	-0.00	-141.60	-59.58
	30	0.128	0.00	-140.69	57.26
8	29	0.124	-0.00	-138.35	-57.46
	30	0.124	0.00	-138.35	57.46
9	29	0.117	-0.00	-140.32	-62.32
	30	0.132	0.00	-136.44	53.42
1	30	0.180	0.00	-122.90	-46.10
	31	0.181	0.00	-0.00	-0.00
2	30	0.186	-0.00	-127.87	-48.05
	31	0.188	0.00	-0.00	-0.00
3	30	0.154	-0.00	-112.00	-42.37
	31	0.173	0.00	-1.67	-0.00

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
4	30	0.133	0.00	-90.29	-33.86
	31	0.133	0.00	-0.00	-0.00
5	30	0.137	-0.00	-93.60	-35.16
	31	0.138	0.00	-0.00	-0.00
6	30	0.128	0.00	-86.45	-32.39
	31	0.127	0.00	-0.00	-0.00
7	30	0.128	0.00	-86.38	-32.39
	31	0.128	0.00	-0.00	-0.00
8	30	0.124	0.00	-83.52	-31.29
	31	0.123	0.00	-0.00	-0.00
9	30	0.132	-0.00	-90.43	-33.97
	31	0.135	0.00	-0.40	-0.00

MANDATARIA:

MANDANTI:

13 ANALISI E VERIFICHE POZZETTO DI MONTE/VALLE

13.1 PREMESSA

Nel presente capitolo si riportano le analisi e le verifiche strutturali effettuate nel pozzetto posto "**lato monte/valle**" dell'attraversamento idraulico posto al km -0-93 lotto 1°. I due pozzetti estremali al tombino risultano avere dimensioni sostanzialmente simili e si verifica quindi un solo modello, potendo esso essere applicato ad entrambi i manufatti. Si fa comunque presente che è stata presa in considerazione la geometria di carichi più sfavorevole tra i due schemi monte/valle. Il manufatto in progetto è costituito da dei setti in cemento armato gettato in opera di spessore 30cm. Le analisi e le verifiche sono state effettuate considerando il manufatto come un muro ad "U" trascurando il contributo del setto di collegamento posto lato monte. Normativa di riferimento, caratteristiche dei materiali, criteri di progettazione e di calcolo, carichi e materiali sono i medesimi utilizzati per la verifica del tombino al netto delle modifiche geometriche e si omettono per brevità.

Di seguito si riporta la sezione trasversale studiata.

Geometria sezione trasversale

Altezza esterna	2,40 [m]
Larghezza esterna	2,60 [m]
Lunghezza mensola fondazione sinistra	0,50 [m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,50 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,30[m]
Spessore piedritto destro	0,30[m]
Spessore fondazione	0,30 [m]
Spessore traverso	0,30 [m]

13.2 CARATTERISTICHE TERRENI

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi.

- STRATO DI RINFIANCO

Descrizione	Rilevato	
Spessore dello strato	2,40	[m]
Peso di volume	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- STRATO DI FONDAZIONE

Descrizione	Formazione	
Spessore dello strato	Mcm Calcarenite fratturata	[m]
Peso di volume		[kN/m ³]

Angolo di attrito	27,00	[°]
Coesione	0,215	[MPa]

13.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Numero di condizioni di carico ... : 4

Numero di combinazioni di carico . : 6

Condizione

1	G1k_Strutturale
2	G2.2k_Spinta a riposo
3	E_Spinta sismica+X SLV
4	E_Spinta sismica+X SLO
5	Sisma OSLU
6	Sisma OSLO

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	SLU
---	-----

Comb.\Cond 1 2

1	1.3	1.3
---	-----	-----

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

2	Sisma 0
---	---------

Comb.\Cond 1 2 3 5

2	1	1	1	1
---	---	---	---	---

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

3 RARA

Comb.\Cond 1 2

3 1 1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

4 FREQUENTE

Comb.\Cond 1 2

4 1 1

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

5 QUASI PERMANENTE

Comb.\Cond 1 2

5 1 1

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

Combinazione di carico numero

6

Comb.\Cond 1 2 4 6

6 1 1 1 1

Si fa presente che data l'assenza di carichi variabili considerati su tali strutture, le combinazioni allo stato limite di esercizio presentano i medesimi carichi e impegnano i pozzetti in egual modo. Si procede quindi alla verifica di una sola combinazione SLE.

13.4 DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA

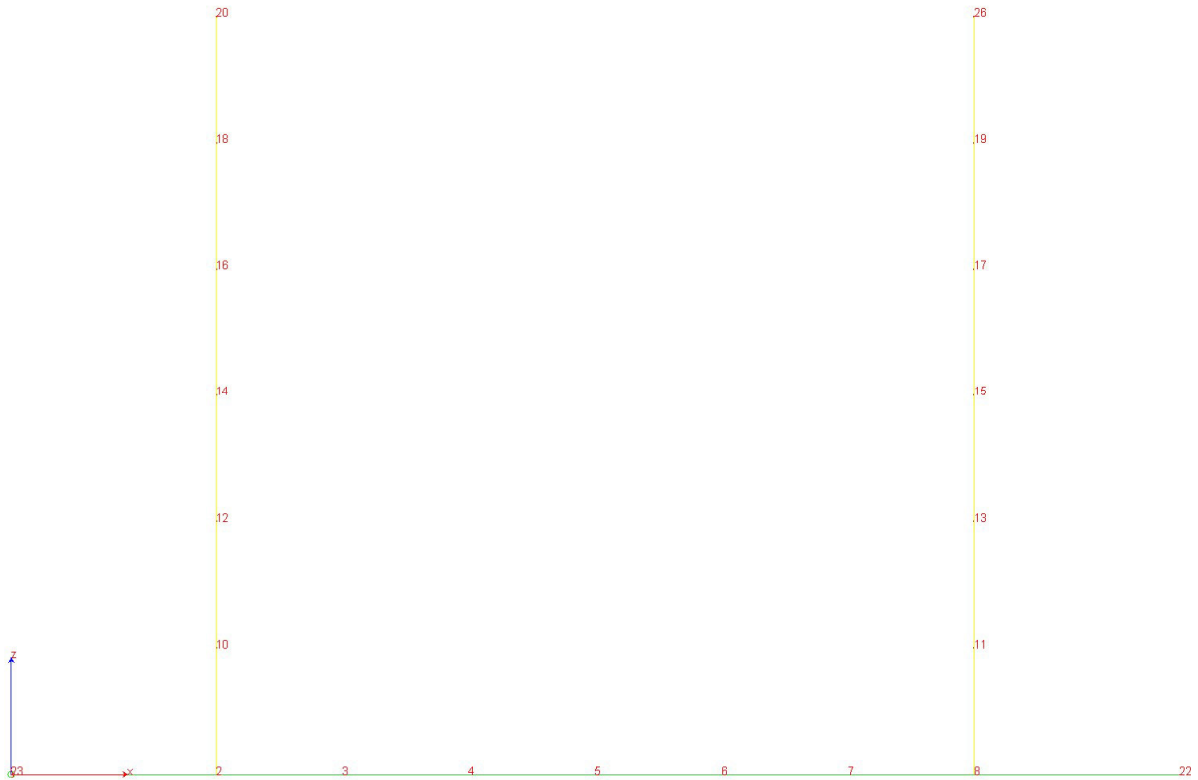


Figura 3 "Schema strutturale a fili"

RELAZIONE DI CALCOLO

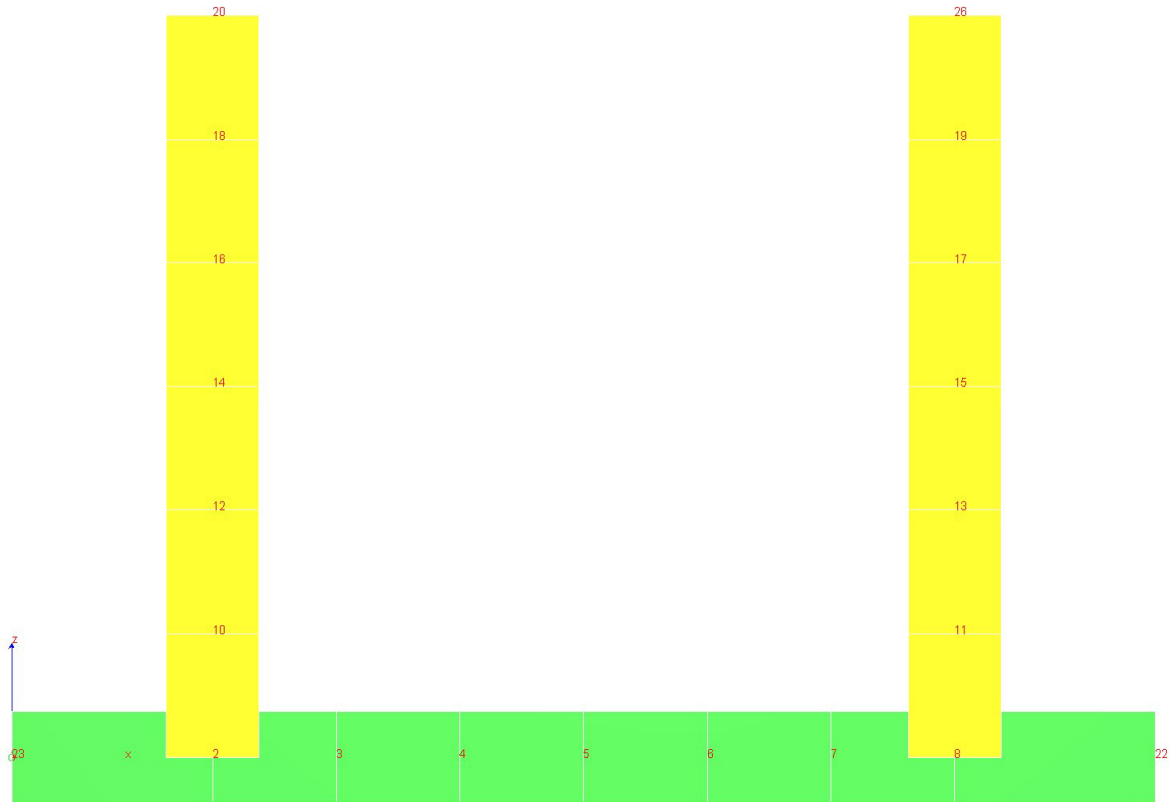


Figura 4"Schema strutturale solido"

Convenzioni adottate

La terna di riferimento generale è destrorsa.

I nodi vengono numerati, con riferimento a una sezione orizzontale, da sinistra a destra, dal basso verso l'alto e per quote crescenti.

L'impalcato di appartenenza di un nodo è definito, in generale, dalla prima delle tre cifre che ne definiscono il numero, possono tuttavia presentarsi casi in cui si hanno più di 100 nodi per solaio nel qual caso il solaio di appartenenza è specificato dall'ultimo valore stampato nella riga dei dati relativi al nodo.

La maschera dei vincoli è costituita dai valori 0 e 1. Il valore 1 indica che per il nodo in riferimento il grado di libertà correlativo è soppresso mentre il valore 0 indica che è libero.

Nel caso di edifici civili multipiano l'asse z generale coincide con l'asse verticale rivolto verso l'alto.

Nodi

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
2	0.00	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
3	0.40	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
4	0.80	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
5	1.20	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0

RELAZIONE DI CALCOLO

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
6	1.60	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
7	2.00	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
8	2.40	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
10	0.00	0.00	0.40	0	0	0	0	0	0	0
11	2.40	0.00	0.40	0	0	0	0	0	0	0
12	0.00	0.00	0.80	0	0	0	0	0	0	0
13	2.40	0.00	0.80	0	0	0	0	0	0	0
14	0.00	0.00	1.20	0	0	0	0	0	0	0
15	2.40	0.00	1.20	0	0	0	0	0	0	0
16	0.00	0.00	1.60	0	0	0	0	0	0	0
17	2.40	0.00	1.60	0	0	0	0	0	0	0
18	0.00	0.00	2.00	0	0	0	0	0	0	0
19	2.40	0.00	2.00	0	0	0	0	0	0	0
20	0.00	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0
22	3.05	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
23	-0.65	0.00	0.00	1	1	0	0	0	1	0
26	2.40	0.00	2.40	0	0	0	0	0	0	0

13.5 ELEMENTI TIPO PILASTRO E TRAVE SU SUOLO ALLA WINKLER

Elementi tipo trave su suolo alla Winkler

Convenzioni adottate

Ogni elemento tipo trave su suolo alla Winkler viene identificato da:

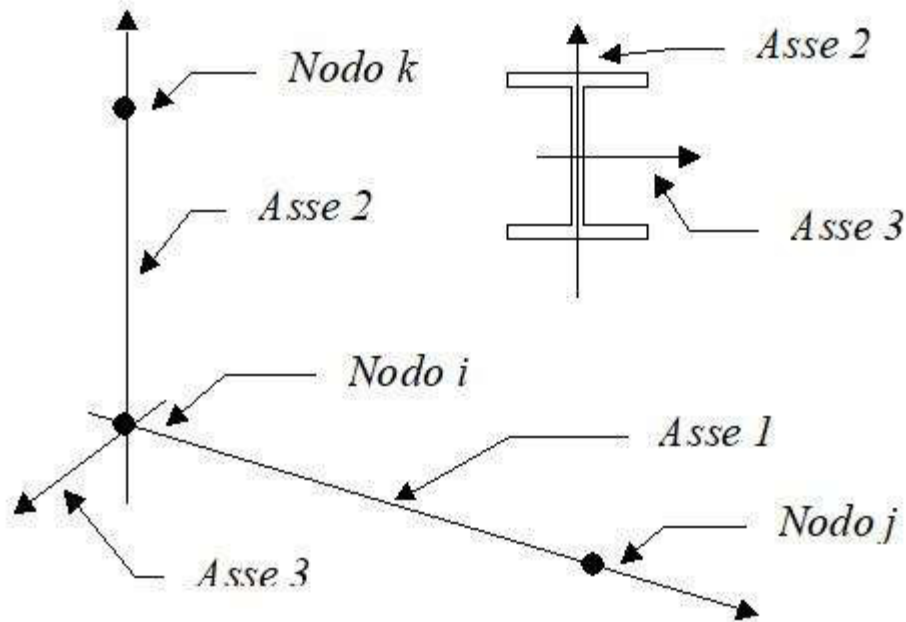
Il nodo iniziale i ;

il nodo finale j ;

il nodo k che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale della trave risulta essere così disposta:

RELAZIONE DI CALCOLO



La modellazione del terreno sul quale agiscono le travi è alla Winkler e pertanto particolare attenzione va riposta ai casi in cui le travi inducano sul terreno zone di trazione poichè, in tal caso, la modellazione stessa cade in difetto.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m ³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo

Numero	k Winkler [kg/cm ³]	E [MPa]	ν	σ_{Max} [MPa]	Commento
1	5.0	0.100	0.10	0.100	Default

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali	Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 30 [cm]	Terreno numero 1 Default Soletta

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	1	300000	789387	225000	2500000	0	1.2	1.2

Travata	Trave	Nodo i	Nodo j	Nodo k	Materiale	Sezione	Luce [m]
0	0	8	22	10000	1	1	0.65
0	0	2	23	10000	1	1	0.65
1	2	2	3	10000	1	1	0.40
1	3	3	4	10000	1	1	0.40
1	4	4	5	10000	1	1	0.40
1	5	5	6	10000	1	1	0.40
1	6	6	7	10000	1	1	0.40
1	7	7	8	10000	1	1	0.40

Elementi tipo pilastro

Convenzioni adottate

Ogni elemento tipo pilastro viene identificato da:

Il nodo iniziale **i**;

Il nodo finale **j**;

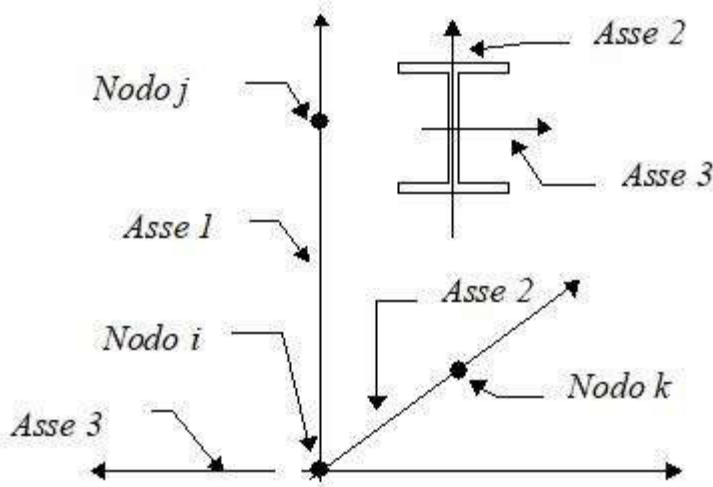
Il nodo **k** che definisce l'orientamento nello spazio della terna riferimento locale dell'elemento.

La terna di riferimento locale del pilastro risulta quindi essere così disposta:

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO



Sistema di riferimento locale

Vengono riportati i valori di efficacia dei vincoli flessionali alle estremità dell'elemento (variabili fra lo 0% e il 100%), nei due piani 1-2 e 1-3 del pilastro in corrispondenza dei nodi, dando quindi la possibilità di considerare aste non perfettamente incastrate alle estremità (coefficienti $V_{i12} - V_{j12} - V_{i13} - V_{j13}$).

In generale, se non diversamente disposto, l'asse 2 coincide, per i pilastri, con l'asse y globale e pertanto la disposizione della sezione coincide con quella che si avrebbe in una vista in pianta.

Caratteristiche dei Materiali:

Tipo	Modulo Elastico [MPa]	ν	alfa [1/°C]	Peso Specifico [KN/m ³]	Commento
1	30000.000	0.120	0.000012	25.00	Calcestruzzo

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 100 H= 30 [cm] Piedritti

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [mm ²]	Jt [cm ⁴]	J2 [cm ⁴]	J3 [cm ⁴]	J23 [cm ⁴]	Xx	Xy
1	1	300000	789387	225000	2500000	0	1.2	1.2

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Dal Nodo	Al Nodo	Nodo k	Luce [m]	Materiale	Sezione	Fixity factors								Rigid-end [m]		
						V ₁₁₂	V ₁₂₂	V ₁₁₃	V ₁₂₃	N _i	N _j	T _i	T _j	d _{ri}	d _{rj}	
10	2	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
12	10	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
14	12	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
16	14	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
18	16	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
20	18	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
11	8	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
13	11	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
15	13	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
17	15	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
19	17	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00
26	19	10001	0.40	1	1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	0.00	0.00

13.6 RISULTATI ANALISI DINAMICA

Modalità di valutazione della risposta modale

Analisi spettrale via Subspace iterator

Smorzamento strutturale 5.0 %

risposta $S = CQC(S_i)$

segno risposta = $\text{sign}(\sum S_i)$

Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLV	2	0.0636983	57.1	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale	% M_{mi}/M_{mtot}	% Σ M_{mi}/M_{mtot}
2	0.0636983	0.451	1.3861741066e+01		1.9214787292e+02	57.1	57.1
6	0.0283553	0.360	-7.0839114189e+00	51.1	5.0181800842e+01	14.9	72.0
8	0.0074550	0.306	6.9625420570e+00	50.2	4.8476993561e+01	14.4	86.4
14	0.0025539	0.293	3.5582239628e+00	25.7	1.2660957336e+01	3.8	90.2
10	0.0046264	0.298	-3.3510835171e+00	24.2	1.1229761124e+01	3.3	93.6
20	0.0014106	0.290	2.9700870514e+00	21.4	8.8214168549e+00	2.6	96.2
16	0.0022753	0.292	2.8779971600e+00	20.8	8.2828674316e+00	2.5	98.6
24	0.0010031	0.289	-1.7977567911e+00	13.0	3.2319295406e+00	1.0	99.6

RELAZIONE DI CALCOLO

30	0.0008250	0.289	8.4120392799e-01	6.1	7.0762407780e-01	0.2	99.8
34	0.0006848	0.288	6.6421025991e-01	4.8	4.4117528200e-01	0.1	99.9
18	0.0015204	0.290	-4.0487176180e-01	2.9	1.6392114758e-01	0.0	100.0
38	0.0005681	0.288	1.4977633953e-01	1.1	2.2432951257e-02	0.0	100.0
28	0.0008579	0.289	-1.4540679753e-01	1.0	2.1143136546e-02	0.0	100.0
40	0.0004530	0.288	-3.6654878408e-02	0.3	1.3435800793e-03	0.0	100.0
42	0.0003942	0.288	-1.3298382983e-02	0.1	1.7684699560e-04	0.0	100.0
44	0.0003692	0.287	-3.5627605394e-03	0.0	1.2693262761e-05	0.0	100.0
45	0.0003692	0.287	1.4579141862e-05	0.0	2.1255137928e-10	0.0	100.0
43	0.0003942	0.288	-2.5949016162e-06	0.0	6.7335143537e-12	0.0	100.0
3	0.0578473	0.435	2.1998478132e-06	0.0	4.8393303254e-12	0.0	100.0
11	0.0039284	0.297	-1.1483605249e-06	0.0	1.3187319075e-12	0.0	100.0
15	0.0024714	0.293	-1.1470931440e-06	0.0	1.3158226678e-12	0.0	100.0
9	0.0057118	0.301	-1.0308344827e-06	0.0	1.0626197188e-12	0.0	100.0
29	0.0008263	0.289	-9.2761189308e-07	0.0	8.6046382693e-13	0.0	100.0
5	0.0374139	0.383	-5.3038297665e-07	0.0	2.8130609279e-13	0.0	100.0
41	0.0004527	0.288	3.5227040485e-07	0.0	1.2409443319e-13	0.0	100.0
31	0.0008152	0.289	-3.1325618011e-07	0.0	9.8129431013e-14	0.0	100.0
7	0.0099681	0.312	1.8022238635e-07	0.0	3.2480108555e-14	0.0	100.0
19	0.0014271	0.290	4.4998145654e-08	0.0	2.0248331074e-15	0.0	100.0
17	0.0017450	0.291	-4.4451102355e-08	0.0	1.9759004376e-15	0.0	100.0
37	0.0005769	0.288	4.2500367670e-08	0.0	1.8062812429e-15	0.0	100.0
39	0.0005297	0.288	-3.2897165880e-08	0.0	1.0822235035e-15	0.0	100.0
25	0.0009918	0.289	1.8158216264e-08	0.0	3.2972080961e-16	0.0	100.0
23	0.0010867	0.289	-1.5837652967e-08	0.0	2.5083125787e-16	0.0	100.0
12	0.0029448	0.294	-3.8711671503e-16	0.0	1.4985935493e-31	0.0	100.0
21	0.0012811	0.290	2.4281861735e-16	0.0	5.8960880581e-32	0.0	100.0
26	0.0008668	0.289	-1.2611375613e-16	0.0	1.5904679543e-32	0.0	100.0
1	0.1366758	0.639	6.6978064896e-17	0.0	4.4860611316e-33	0.0	100.0
32	0.0007046	0.288	-6.4992275560e-17	0.0	4.2239960536e-33	0.0	100.0
35	0.0006367	0.288	3.1945612686e-17	0.0	1.0205221347e-33	0.0	100.0
13	0.0029207	0.294	2.4032839343e-18	0.0	5.7757736279e-36	0.0	100.0
22	0.0012790	0.290	1.4456137189e-18	0.0	2.0897990442e-36	0.0	100.0
27	0.0008665	0.289	7.5887684556e-19	0.0	5.7589407375e-37	0.0	100.0
4	0.0406656	0.391	4.2126483630e-19	0.0	1.7746405848e-37	0.0	100.0
33	0.0007045	0.288	-4.0905417704e-19	0.0	1.6732531657e-37	0.0	100.0
36	0.0006367	0.288	-7.9734627581e-20	0.0	6.3576112586e-39	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km -0-93 Lotto1 Longitudine 14.6504 Latitudine 36.9386
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000

MANDATARIA:

MANDANTI:



- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso IV coefficiente C_U 2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

Stato Limite	C	q_H	q_V
SLV	1.00	1.00	1.00
SLD	1.00	1.00	1.00
SLC	1.00	1.00	1.00
SLO	1.00	1.00	1.00

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

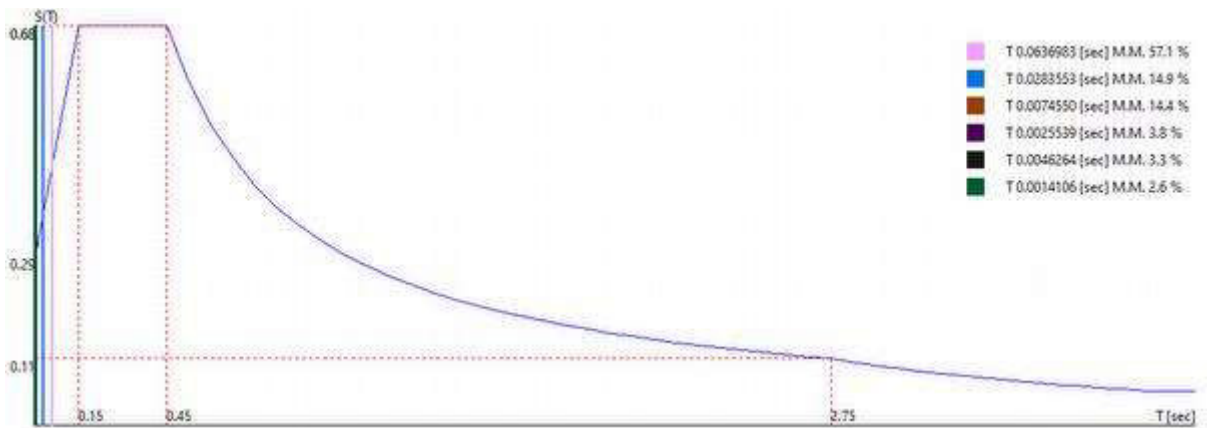
TU 2008 SLV H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 949 (anni)
- S_s 1.000
- T_B 0.1514608 [sec]
- T_C 0.4543825 [sec]
- T_D 2.7459755 [sec]
- a_g/g 0.2865
- F_o 2.3617
- T_C^* 0.4544

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO



0.00 [°] SLV

Sintesi dei risultati SLO per direzione d'ingresso del sisma.

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLO	2	0.0636983	57.1	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLO

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _{mi} /M _{mtot}	% Σ M _{mi} /M _{mtot}
2	0.0636983	0.113	1.3861741066e+01		1.9214787292e+02	57.1	57.1
6	0.0283553	0.081	-7.0839114189e+00	51.1	5.0181800842e+01	14.9	72.0
8	0.0074550	0.062	6.9625420570e+00	50.2	4.8476993561e+01	14.4	86.4
14	0.0025539	0.057	3.5582239628e+00	25.7	1.2660957336e+01	3.8	90.2
10	0.0046264	0.059	-3.3510835171e+00	24.2	1.1229761124e+01	3.3	93.6
20	0.0014106	0.056	2.9700870514e+00	21.4	8.8214168549e+00	2.6	96.2
16	0.0022753	0.057	2.8779971600e+00	20.8	8.2828674316e+00	2.5	98.6
24	0.0010031	0.056	-1.7977567911e+00	13.0	3.2319295406e+00	1.0	99.6
30	0.0008250	0.056	8.4120392799e-01	6.1	7.0762407780e-01	0.2	99.8
34	0.0006848	0.055	6.6421025991e-01	4.8	4.4117528200e-01	0.1	99.9
18	0.0015204	0.056	-4.0487176180e-01	2.9	1.6392114758e-01	0.0	100.0
38	0.0005681	0.055	1.4977633953e-01	1.1	2.2432951257e-02	0.0	100.0
28	0.0008579	0.056	-1.4540679753e-01	1.0	2.1143136546e-02	0.0	100.0
40	0.0004530	0.055	-3.6654878408e-02	0.3	1.3435800793e-03	0.0	100.0
42	0.0003942	0.055	-1.3298382983e-02	0.1	1.7684699560e-04	0.0	100.0
44	0.0003692	0.055	-3.5627605394e-03	0.0	1.2693262761e-05	0.0	100.0
45	0.0003692	0.055	1.4579141862e-05	0.0	2.1255137928e-10	0.0	100.0
43	0.0003942	0.055	-2.5949016162e-06	0.0	6.7335143537e-12	0.0	100.0
3	0.0578473	0.108	2.1998478132e-06	0.0	4.8393303254e-12	0.0	100.0
11	0.0039284	0.058	-1.1483605249e-06	0.0	1.3187319075e-12	0.0	100.0

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

15	0.0024714	0.057	-1.1470931440e-06	0.0	1.3158226678e-12	0.0	100.0
9	0.0057118	0.060	-1.0308344827e-06	0.0	1.0626197188e-12	0.0	100.0
29	0.0008263	0.056	-9.2761189308e-07	0.0	8.6046382693e-13	0.0	100.0
5	0.0374139	0.089	-5.3038297665e-07	0.0	2.8130609279e-13	0.0	100.0
41	0.0004527	0.055	3.5227040485e-07	0.0	1.2409443319e-13	0.0	100.0
31	0.0008152	0.056	-3.1325618011e-07	0.0	9.8129431013e-14	0.0	100.0
7	0.0099681	0.064	1.8022238635e-07	0.0	3.2480108555e-14	0.0	100.0
19	0.0014271	0.056	4.4998145654e-08	0.0	2.0248331074e-15	0.0	100.0
17	0.0017450	0.056	-4.4451102355e-08	0.0	1.9759004376e-15	0.0	100.0
37	0.0005769	0.055	4.2500367670e-08	0.0	1.8062812429e-15	0.0	100.0
39	0.0005297	0.055	-3.2897165880e-08	0.0	1.0822235035e-15	0.0	100.0
25	0.0009918	0.056	1.8158216264e-08	0.0	3.2972080961e-16	0.0	100.0
23	0.0010867	0.056	-1.5837652967e-08	0.0	2.5083125787e-16	0.0	100.0
12	0.0029448	0.058	-3.8711671503e-16	0.0	1.4985935493e-31	0.0	100.0
21	0.0012811	0.056	2.4281861735e-16	0.0	5.8960880581e-32	0.0	100.0
26	0.0008668	0.056	-1.2611375613e-16	0.0	1.5904679543e-32	0.0	100.0
1	0.1366758	0.138	6.6978064896e-17	0.0	4.4860611316e-33	0.0	100.0
32	0.0007046	0.055	-6.4992275560e-17	0.0	4.2239960536e-33	0.0	100.0
35	0.0006367	0.055	3.1945612686e-17	0.0	1.0205221347e-33	0.0	100.0
13	0.0029207	0.057	2.4032839343e-18	0.0	5.7757736279e-36	0.0	100.0
22	0.0012790	0.056	1.4456137189e-18	0.0	2.0897990442e-36	0.0	100.0
27	0.0008665	0.056	7.5887684556e-19	0.0	5.7589407375e-37	0.0	100.0
4	0.0406656	0.092	4.2126483630e-19	0.0	1.7746405848e-37	0.0	100.0
33	0.0007045	0.055	-4.0905417704e-19	0.0	1.6732531657e-37	0.0	100.0
36	0.0006367	0.055	-7.9734627581e-20	0.0	6.3576112586e-39	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2008

- Tombino km -0-93 Lotto1 Longitudine 14.6504 Latitudine 36.9386
- Tipo di Terreno A
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso IV coefficiente C_U 2.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

Stato C
Limite $q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$ q_H q_V

MANDATARIA:

MANDANTI:



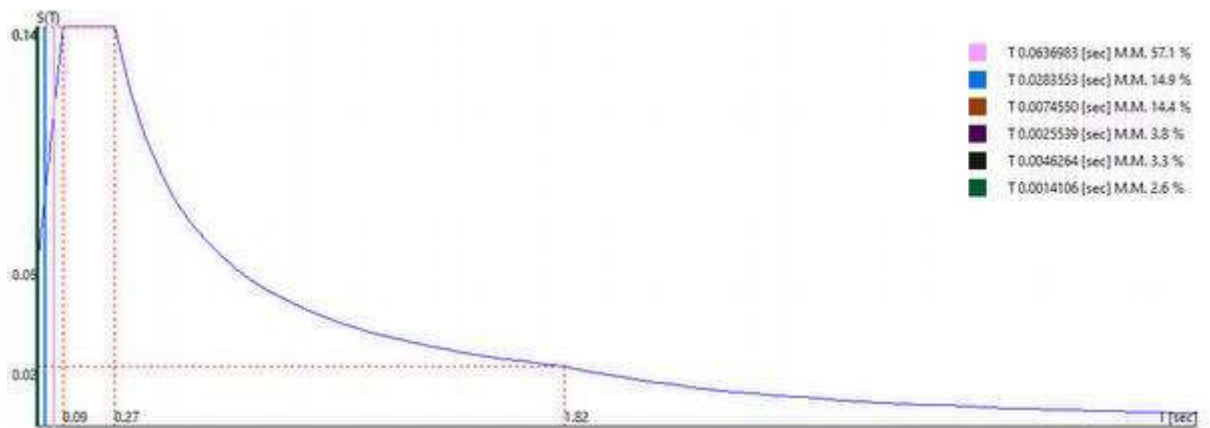
RELAZIONE DI CALCOLO

SLV	1.00	1.00	1.00
SLD	1.00	1.00	1.00
SLC	1.00	1.00	1.00
SLO	1.00	1.00	1.00

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2008 SLO H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 81.0 e periodo di ritorno (T_R) 60 (anni)
- S_s 1.000
- T_B 0.0900035 [sec]
- T_C 0.2700105 [sec]
- T_D 1.8191746 [sec]
- a_g/g 0.0548
- F_o 2.5113
- T_C^* 0.2700



0.00 [°] SLO

13.7 CARICHI APPLICATI AGLI ELEMENTI

Carichi applicati agli elementi

Convenzioni adottate

I carichi applicati vengono raccolti nella tabella riportata alla fine del paragrafo e si intendono applicati nel sistema di riferimento locale dell'elemento.

Per la lettura della tabella si definiscono:

NodoI, NodoJ

I nodi iniziale/finale dell'asta o lato dell'elemento cui afferisce il carico

L

La distanza fra i suddetti nodi.

q_{xi} , ..., q_{zj}

Le componenti di un carico distribuito costante o variabile linearmente iniziali (indice i) e finale (indice j).

x_i , x_j

Le distanze, misurate a partire dal NodoI, dei punti di applicazione dei carichi q_{xi} .. q_{zj} relativi a carichi distribuiti applicati su porzioni di un'asta.

P_x , ..., P_z x_{App}

Le componenti di un Carico Concentrato applicato a distanza x_{App} dal NodoI.

M_x , ..., M_z x_{App}

Le componenti di una Coppia Concentrata applicata a distanza x_{App} dal NodoI.

Var Termica Assiale, ..., Var Termica Farfalla 13

Le variazioni termiche (Assiali ed a Farfalla) misurate in gradi Celsius.

m_{xi} , ..., m_{zj}

Le componenti di coppie distribuite costanti o variabili linearmente iniziali (indice i) e finale (indice j).

q_{S_x} , q_{S_y} , q_{S_z}

carichi, per unità di superficie, applicati su elementi superficiali o facce di elementi solidi

Peso Proprio

Il valore del carico derivante dal peso proprio dell'elemento

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	x_i [m]	q_{xi} [KN/m]	q_{yi} [KN/m]	q_{zi} [KN/m]	x_j [m]	q_{xj} [KN/m]	q_{yj} [KN/m]	q_{zj} [KN/m]
8	22	0.65	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.65	0.00	7.50	0.00
10	2	0.40	3	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.40	0.00	-14.00	-0.00
			2	0.00	0.00	-19.00	-0.00	0.40	0.00	-19.00	-0.00
			4	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.40	0.00	-3.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
2	23	0.65	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.65	0.00	7.50	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

12	10	0.40	3	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.40	0.00	-14.00	-0.00
			2	0.00	0.00	-15.00	-0.00	0.40	0.00	-15.00	-0.00
			4	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.40	0.00	-3.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
2	3	0.40	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.40	0.00	7.50	0.00
14	12	0.40	3	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.40	0.00	-14.00	-0.00
			2	0.00	0.00	-12.00	-0.00	0.40	0.00	-12.00	-0.00
			4	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.40	0.00	-3.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
3	4	0.40	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.40	0.00	7.50	0.00
16	14	0.40	3	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.40	0.00	-14.00	-0.00
			2	0.00	0.00	-9.00	-0.00	0.40	0.00	-9.00	-0.00
			4	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.40	0.00	-3.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
4	5	0.40	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.40	0.00	7.50	0.00
18	16	0.40	3	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.40	0.00	-14.00	-0.00
			2	0.00	0.00	-5.00	-0.00	0.40	0.00	-5.00	-0.00
			4	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.40	0.00	-3.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
5	6	0.40	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.40	0.00	7.50	0.00
20	18	0.40	3	0.00	0.00	-14.00	-0.00	0.40	0.00	-14.00	-0.00
			2	0.00	0.00	-2.00	-0.00	0.40	0.00	-2.00	-0.00
			4	0.00	0.00	-3.00	-0.00	0.40	0.00	-3.00	-0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
6	7	0.40	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.40	0.00	7.50	0.00
11	8	0.40	2	0.00	0.00	19.00	0.00	0.40	0.00	19.00	0.00
			3	0.00	0.00	14.00	0.00	0.40	0.00	14.00	0.00
			4	0.00	0.00	3.00	0.00	0.40	0.00	3.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
7	8	0.40	1	0.00	0.00	7.50	0.00	0.40	0.00	7.50	0.00
13	11	0.40	2	0.00	0.00	15.00	0.00	0.40	0.00	15.00	0.00
			3	0.00	0.00	14.00	0.00	0.40	0.00	14.00	0.00
			4	0.00	0.00	3.00	0.00	0.40	0.00	3.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
15	13	0.40	2	0.00	0.00	12.00	0.00	0.40	0.00	12.00	0.00
			3	0.00	0.00	14.00	0.00	0.40	0.00	14.00	0.00
			4	0.00	0.00	3.00	0.00	0.40	0.00	3.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
17	15	0.40	2	0.00	0.00	9.00	0.00	0.40	0.00	9.00	0.00
			3	0.00	0.00	14.00	0.00	0.40	0.00	14.00	0.00
			4	0.00	0.00	3.00	0.00	0.40	0.00	3.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
19	17	0.40	2	0.00	0.00	5.00	0.00	0.40	0.00	5.00	0.00

MANDATARIA:

MANDANTI:



RELAZIONE DI CALCOLO

			3	0.00	0.00	14.00	0.00	0.40	0.00	14.00	0.00
			4	0.00	0.00	3.00	0.00	0.40	0.00	3.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00
26	19	0.40	2	0.00	0.00	2.00	0.00	0.40	0.00	2.00	0.00
			3	0.00	0.00	14.00	0.00	0.40	0.00	14.00	0.00
			4	0.00	0.00	3.00	0.00	0.40	0.00	3.00	0.00
			1	0.00	-7.50	0.00	0.00	0.40	-7.50	0.00	0.00

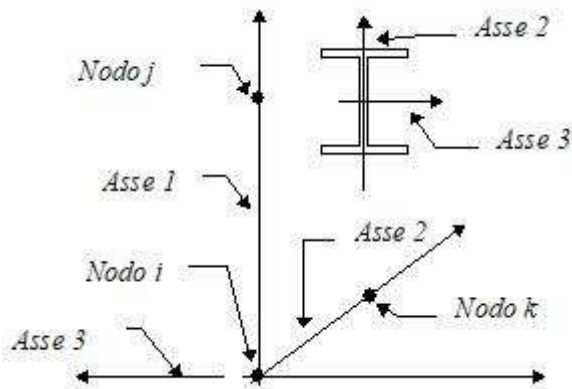
13.8 AZIONI SUGLI ELEMENTI

Sollecitazioni nei pilastri

Convenzioni adottate

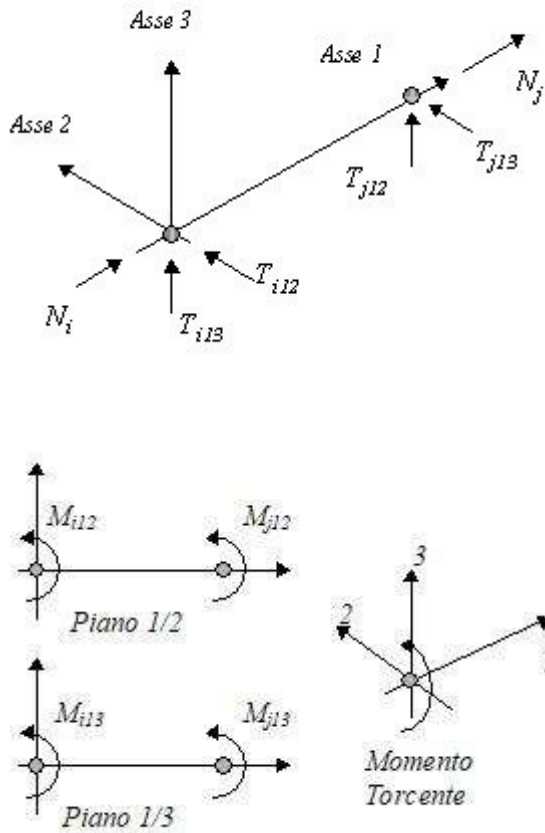
Le sollecitazioni nei pilastri sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento e si riferiscono all'asta.

L'orientamento del pilastro nello spazio è definito a mezzo del nodo *K*. La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni così diretti:

RELAZIONE DI CALCOLO



Per ogni pilastro vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	10	19.50	22.36	0.00	0.00	0.00	-15.50
	2	-23.40	-32.24	-0.00	0.00	-0.00	26.42
2	10	12.38	49.63	0.00	0.00	0.00	-45.45
	2	-15.38	-62.83	-0.00	0.00	-0.00	67.91
3	10	15.00	17.20	0.00	0.00	0.00	-11.92
	2	-18.00	-24.80	-0.00	0.00	-0.00	20.32
4	10	15.00	17.20	0.00	0.00	0.00	-11.92
	2	-18.00	-24.80	-0.00	0.00	-0.00	20.32
5	10	15.00	17.20	0.00	0.00	0.00	-11.92
	2	-18.00	-24.80	-0.00	0.00	-0.00	20.32
6	10	14.37	24.30	0.00	0.00	0.00	-19.30
	2	-17.37	-33.10	-0.00	0.00	-0.00	30.78

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
1	12	15.60	14.56	0.00	0.00	0.00	-8.11
	10	-19.50	-22.36	-0.00	0.00	-0.00	15.50
2	12	9.85	37.80	0.00	0.00	0.00	-28.03
	10	-12.85	-49.40	-0.00	0.00	-0.00	45.45
3	12	12.00	11.20	0.00	0.00	0.00	-6.24
	10	-15.00	-17.20	-0.00	0.00	-0.00	11.92
4	12	12.00	11.20	0.00	0.00	0.00	-6.24
	10	-15.00	-17.20	-0.00	0.00	-0.00	11.92
5	12	12.00	11.20	0.00	0.00	0.00	-6.24
	10	-15.00	-17.20	-0.00	0.00	-0.00	11.92
6	12	11.48	17.05	0.00	0.00	0.00	-11.05
	10	-14.48	-24.25	-0.00	0.00	-0.00	19.30
1	14	11.70	8.32	0.00	0.00	-0.00	-3.54
	12	-15.60	-14.56	-0.00	0.00	-0.00	8.11
2	14	7.32	26.95	0.00	0.00	0.00	-15.19
	12	-10.32	-37.35	-0.00	0.00	-0.00	28.03
3	14	9.00	6.40	0.00	0.00	-0.00	-2.72
	12	-12.00	-11.20	-0.00	0.00	-0.00	6.24
4	14	9.00	6.40	0.00	0.00	-0.00	-2.72
	12	-12.00	-11.20	-0.00	0.00	-0.00	6.24
5	14	9.00	6.40	0.00	0.00	-0.00	-2.72
	12	-12.00	-11.20	-0.00	0.00	-0.00	6.24
6	14	8.60	10.94	0.00	0.00	0.00	-5.48
	12	-11.60	-16.94	-0.00	0.00	-0.00	11.05
1	16	7.80	3.64	-0.00	0.00	-0.00	-1.14
	14	-11.70	-8.32	0.00	0.00	0.00	3.54
2	16	4.80	17.06	0.00	0.00	0.00	-6.54
	14	-7.80	-26.26	-0.00	0.00	-0.00	15.19
3	16	6.00	2.80	-0.00	0.00	-0.00	-0.88
	14	-9.00	-6.40	0.00	0.00	0.00	2.72
4	16	6.00	2.80	-0.00	0.00	-0.00	-0.88
	14	-9.00	-6.40	0.00	0.00	0.00	2.72
5	16	6.00	2.80	-0.00	0.00	-0.00	-0.88
	14	-9.00	-6.40	0.00	0.00	0.00	2.72
6	16	5.71	5.97	0.00	0.00	0.00	-2.13

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
	14	-8.71	-10.77	-0.00	0.00	-0.00	5.48
1	18	3.90	1.04	-0.00	0.00	-0.00	-0.21
	16	-7.80	-3.64	0.00	0.00	0.00	1.14
2	18	2.28	8.52	0.00	0.00	0.00	-1.62
	16	-5.28	-16.12	-0.00	0.00	-0.00	6.54
3	18	3.00	0.80	-0.00	0.00	-0.00	-0.16
	16	-6.00	-2.80	0.00	0.00	0.00	0.88
4	18	3.00	0.80	-0.00	0.00	-0.00	-0.16
	16	-6.00	-2.80	0.00	0.00	0.00	0.88
5	18	3.00	0.80	-0.00	0.00	-0.00	-0.16
	16	-6.00	-2.80	0.00	0.00	0.00	0.88
6	18	2.83	2.53	0.00	0.00	0.00	-0.48
	16	-5.83	-5.73	-0.00	0.00	-0.00	2.13
1	20	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
	18	-3.90	-1.04	-0.00	0.00	0.00	0.21
2	20	-0.24	0.86	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	18	-2.76	-7.26	-0.00	0.00	-0.00	1.62
3	20	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
	18	-3.00	-0.80	-0.00	0.00	0.00	0.16
4	20	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
	18	-3.00	-0.80	-0.00	0.00	0.00	0.16
5	20	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
	18	-3.00	-0.80	-0.00	0.00	0.00	0.16
6	20	-0.06	0.21	0.00	0.00	-0.00	0.00
	18	-2.94	-2.21	-0.00	0.00	-0.00	0.48
1	11	19.50	-22.36	0.00	0.00	0.00	15.50
	8	-23.40	32.24	-0.00	0.00	-0.00	-26.42
2	11	17.62	-40.77	0.00	0.00	0.00	34.39
	8	-20.62	53.97	-0.00	0.00	-0.00	-53.37
3	11	15.00	-17.20	0.00	0.00	0.00	11.92
	8	-18.00	24.80	-0.00	0.00	-0.00	-20.32
4	11	15.00	-17.20	0.00	0.00	0.00	11.92
	8	-18.00	24.80	-0.00	0.00	-0.00	-20.32
5	11	15.00	-17.20	0.00	0.00	0.00	11.92

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
6	8	-18.00	24.80	-0.00	0.00	-0.00	-20.32
	11	15.63	-22.10	0.00	0.00	0.00	16.54
	8	-18.63	30.90	-0.00	0.00	-0.00	-27.14
1	13	15.60	-14.56	0.00	0.00	0.00	8.11
	11	-19.50	22.36	-0.00	0.00	-0.00	-15.50
2	13	14.15	-29.40	0.00	0.00	0.00	20.29
	11	-17.15	41.00	-0.00	0.00	-0.00	-34.39
3	13	12.00	-11.20	0.00	0.00	0.00	6.24
	11	-15.00	17.20	-0.00	0.00	-0.00	-11.92
4	13	12.00	-11.20	0.00	0.00	0.00	6.24
	11	-15.00	17.20	-0.00	0.00	-0.00	-11.92
5	13	12.00	-11.20	0.00	0.00	0.00	6.24
	11	-15.00	17.20	-0.00	0.00	-0.00	-11.92
6	13	12.52	-14.95	0.00	0.00	0.00	9.11
	11	-15.52	22.15	-0.00	0.00	-0.00	-16.54
1	15	11.70	-8.32	0.00	0.00	0.00	3.54
	13	-15.60	14.56	-0.00	0.00	-0.00	-8.11
2	15	10.68	-19.45	0.00	0.00	0.00	10.41
	13	-13.68	29.85	-0.00	0.00	-0.00	-20.29
3	15	9.00	-6.40	0.00	0.00	0.00	2.72
	13	-12.00	11.20	-0.00	0.00	-0.00	-6.24
4	15	9.00	-6.40	0.00	0.00	0.00	2.72
	13	-12.00	11.20	-0.00	0.00	-0.00	-6.24
5	15	9.00	-6.40	0.00	0.00	0.00	2.72
	13	-12.00	11.20	-0.00	0.00	-0.00	-6.24
6	15	9.40	-9.06	0.00	0.00	0.00	4.28
	13	-12.40	15.06	-0.00	0.00	-0.00	-9.11
1	17	7.80	-3.64	0.00	0.00	0.00	1.14
	15	-11.70	8.32	-0.00	0.00	-0.00	-3.54
2	17	7.20	-10.94	0.00	0.00	0.00	4.18
	15	-10.20	20.14	-0.00	0.00	-0.00	-10.41
3	17	6.00	-2.80	0.00	0.00	0.00	0.88
	15	-9.00	6.40	-0.00	0.00	-0.00	-2.72
4	17	6.00	-2.80	0.00	0.00	0.00	0.88

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	N [kN]	T1-2 [kN]	T1-3 [kN]	Mt [kNm]	M1-3 [kNm]	M1-2 [kNm]
5	15	-9.00	6.40	-0.00	0.00	-0.00	-2.72
	17	6.00	-2.80	0.00	0.00	0.00	0.88
6	15	-9.00	6.40	-0.00	0.00	-0.00	-2.72
	17	6.29	-4.43	0.00	0.00	0.00	1.55
	15	-9.29	9.23	-0.00	0.00	-0.00	-4.28
1	19	3.90	-1.04	-0.00	0.00	0.00	0.21
	17	-7.80	3.64	0.00	0.00	0.00	-1.14
2	19	3.72	-4.28	0.00	0.00	0.00	0.94
	17	-6.72	11.88	-0.00	0.00	-0.00	-4.18
3	19	3.00	-0.80	-0.00	0.00	0.00	0.16
	17	-6.00	2.80	0.00	0.00	0.00	-0.88
4	19	3.00	-0.80	-0.00	0.00	0.00	0.16
	17	-6.00	2.80	0.00	0.00	0.00	-0.88
5	19	3.00	-0.80	-0.00	0.00	0.00	0.16
	17	-6.00	2.80	0.00	0.00	0.00	-0.88
6	19	3.17	-1.47	0.00	0.00	0.00	0.32
	17	-6.17	4.67	-0.00	0.00	-0.00	-1.55
1	26	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	19	-3.90	1.04	-0.00	0.00	-0.00	-0.21
2	26	0.24	0.86	0.00	0.00	0.00	-0.00
	19	-3.24	5.54	-0.00	0.00	-0.00	-0.94
3	26	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	19	-3.00	0.80	-0.00	0.00	-0.00	-0.16
4	26	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	19	-3.00	0.80	-0.00	0.00	-0.00	-0.16
5	26	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	19	-3.00	0.80	-0.00	0.00	-0.00	-0.16
6	26	0.06	0.21	0.00	0.00	-0.00	-0.00
	19	-3.06	1.79	-0.00	0.00	-0.00	-0.32

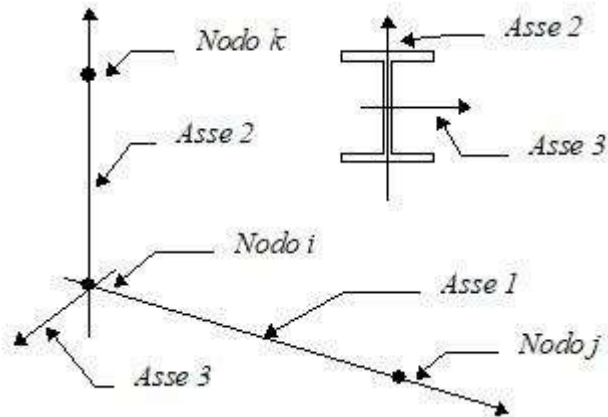
Sollecitazioni nelle travi di fondazione

Convenzioni adottate

Le sollecitazioni nelle travi di fondazione sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento, e si riferiscono all'asta. L'orientamento della trave nello spazio è definito a mezzo del nodo K.

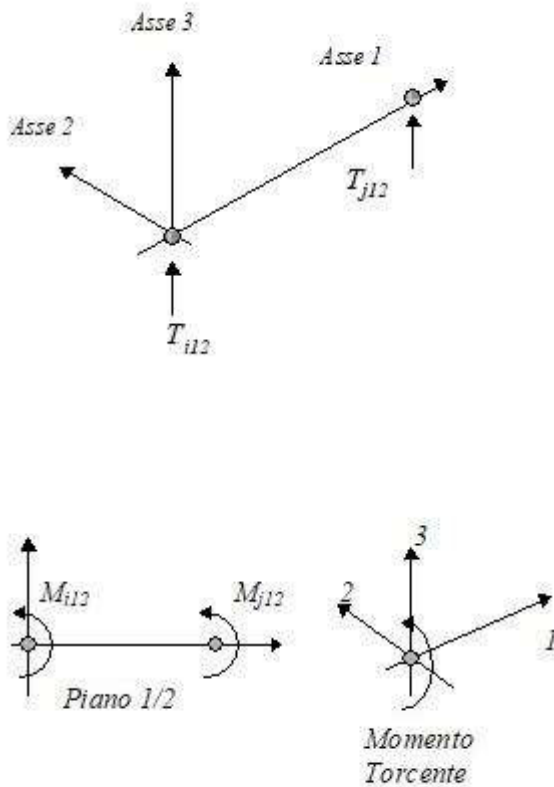
MANDATARIA:

MANDANTI:



La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta

Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni se così diretti:



La trave è da considerarsi appoggiata su un sottospazio elastico a comportamento bilatero (terreno alla Winkler).

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
1	8	0.020	0.00	-3.42	-0.73
	22	0.010	-0.00	0.00	-0.00
2	8	0.018	0.00	0.85	1.22
	22	-0.004	-0.00	-0.70	-0.00
3	8	0.016	0.00	-2.63	-0.56
	22	0.007	-0.00	0.00	-0.00
4	8	0.016	0.00	-2.63	-0.56
	22	0.007	-0.00	0.00	-0.00
5	8	0.016	0.00	-2.63	-0.56
	22	0.007	-0.00	0.00	-0.00
6	8	0.016	0.00	-2.08	-0.24
	22	0.005	-0.00	-0.16	-0.00
1	2	0.020	0.00	-3.42	-0.73
	23	0.010	0.00	-0.00	-0.00
2	2	0.005	0.00	11.09	4.54
	23	-0.026	-0.00	0.70	0.00
3	2	0.016	0.00	-2.63	-0.56
	23	0.007	0.00	-0.00	-0.00
4	2	0.016	0.00	-2.63	-0.56
	23	0.007	0.00	-0.00	-0.00
5	2	0.016	0.00	-2.63	-0.56
	23	0.007	0.00	-0.00	-0.00
6	2	0.013	0.00	0.50	0.59
	23	-0.000	-0.00	0.16	-0.00
1	2	0.020	-0.00	-19.98	-27.15
	3	0.026	0.00	14.59	20.16
2	2	0.005	-0.00	-26.83	-63.46
	3	0.021	0.00	23.96	53.12
3	2	0.016	-0.00	-15.37	-20.88
	3	0.020	0.00	11.23	15.51
4	2	0.016	-0.00	-15.37	-20.88
	3	0.020	0.00	11.23	15.51
5	2	0.016	-0.00	-15.37	-20.88
	3	0.020	0.00	11.23	15.51
6	2	0.013	-0.00	-17.91	-30.20

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
	3	0.020	0.00	14.11	23.72
1	3	0.026	-0.00	-14.59	-20.16
	4	0.028	0.00	7.65	15.68
2	3	0.021	-0.00	-23.82	-53.12
	4	0.031	0.00	16.11	45.02
3	3	0.020	-0.00	-11.23	-15.51
	4	0.022	0.00	5.88	12.06
4	3	0.020	-0.00	-11.23	-15.51
	4	0.022	0.00	5.88	12.06
5	3	0.020	-0.00	-11.23	-15.51
	4	0.022	0.00	5.88	12.06
6	3	0.020	-0.00	-14.07	-23.72
	4	0.024	0.00	8.27	19.20
1	4	0.028	-0.00	-7.65	-15.68
	5	0.029	0.00	0.00	14.14
2	4	0.031	-0.00	-16.05	-45.02
	5	0.035	0.00	5.68	40.62
3	4	0.022	-0.00	-5.88	-12.06
	5	0.022	0.00	0.00	10.88
4	4	0.022	-0.00	-5.88	-12.06
	5	0.022	0.00	0.00	10.88
5	4	0.022	-0.00	-5.88	-12.06
	5	0.022	0.00	0.00	10.88
6	4	0.024	-0.00	-8.25	-19.20
	5	0.025	0.00	1.42	17.25
1	5	0.029	-0.00	-0.00	-14.14
	6	0.028	0.00	-7.65	15.68
2	5	0.035	-0.00	-5.68	-40.62
	6	0.034	0.00	-5.34	40.56
3	5	0.022	-0.00	-0.00	-10.88
	6	0.022	0.00	-5.88	12.06
4	5	0.022	-0.00	-0.00	-10.88
	6	0.022	0.00	-5.88	12.06
5	5	0.022	-0.00	-0.00	-10.88

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Nodo	Pressione [MPa]	Mt [kNm]	Taglio [kN]	MFlet. [kNm]
	6	0.022	0.00	-5.88	12.06
6	5	0.025	-0.00	-1.42	-17.25
	6	0.025	0.00	-5.58	18.09
1	6	0.028	-0.00	7.65	-15.68
	7	0.026	0.00	-14.59	20.16
2	6	0.034	-0.00	5.27	-40.56
	7	0.029	0.00	-14.99	44.69
3	6	0.022	-0.00	5.88	-12.06
	7	0.020	0.00	-11.23	15.51
4	6	0.022	-0.00	5.88	-12.06
	7	0.020	0.00	-11.23	15.51
5	6	0.022	-0.00	5.88	-12.06
	7	0.020	0.00	-11.23	15.51
6	6	0.025	-0.00	5.56	-18.09
	7	0.022	0.00	-11.88	21.61
1	7	0.026	-0.00	14.59	-20.16
	8	0.020	0.00	-19.98	27.15
2	7	0.029	-0.00	14.85	-44.69
	8	0.018	0.00	-21.11	52.06
3	7	0.020	-0.00	11.23	-15.51
	8	0.016	0.00	-15.37	20.88
4	7	0.020	-0.00	11.23	-15.51
	8	0.016	0.00	-15.37	20.88
5	7	0.020	-0.00	11.23	-15.51
	8	0.016	0.00	-15.37	20.88
6	7	0.022	-0.00	11.84	-21.61
	8	0.016	0.00	-16.52	27.36

13.9 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

Sollecitazioni massime piedritti

Sforzo normale	Min asta 20 18	-0.24 [kN]	Comb. 2	Max asta 11 8	23.40 [kN]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 11 8	-53.97 [kN]	Comb. 2	Max asta 10 2	62.83 [kN]	Comb. 2

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Taglio piano 1-3	Min asta 11 8	-0.00 [kN]	Comb. 1	Max asta 10 2	0.00 [kN]	Comb. 2
Momento torcente	Min asta 26 19	0.00 [kNm]	Comb. 1	Max asta 26 19	0.00 [kNm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 10 2	-67.94 [kNm]	Comb. 2	Max asta 11 8	53.34 [kNm]	Comb. 2
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 10 2	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max asta 11 8	0.00 [kNm]	Comb. 1

Sollecitazioni massime soletta di fondazione

Taglio	Min trave 2 3	-26.88 [kN]	Comb. 2	Max trave 7 8	21.47 [kN]	Comb. 2
Pressioni sul terreno	Min trave 5 6	0.035 [MPa]	Comb. 2	Max trave 2 23	-0.026 [MPa]	Comb. 2
Momento flettente	Min trave 2 3	-63.46 [kNm]	Comb. 2	Max trave 2 23	4.54 [kNm]	Comb. 2
Momento torcente	Min trave 2 3	-0.00 [kNm]	Comb. 2	Max trave 2 23	0.00 [kNm]	Comb. 2

Pressioni massime su terreno

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 5 6	1	-0.029
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 8 22	1	-0.010

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 5 6	2	-0.035
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 23	2	0.026

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 4 5	3	-0.022
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 8 22	3	-0.007

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 4 5	4	-0.022
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 8 22	4	-0.007

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 4 5	5	-0.022

RELAZIONE DI CALCOLO

Max Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 8 22 5 -0.007

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 5 6	6	-0.025
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 23	6	0.000

13.10 SOLLECITAZIONI RARE

Come prima espresso, si riportano i risultati della sola combinazione suddetta, dato che mancando azioni variabili, non si distingue dalle altre SLE.

Piedritti

Sforzo normale	Min asta 26 19	-0.00 [kN]	Comb. 3	Max asta 11 8	18.00 [kN]	Comb. 3
Taglio piano 1-2	Min asta 11 8	-24.80 [kN]	Comb. 3	Max asta 10 2	24.80 [kN]	Comb. 3
Taglio piano 1-3	Min asta 11 8	-0.00 [kN]	Comb. 3	Max asta 10 2	0.00 [kN]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 26 19	0.00 [kNm]	Comb. 3	Max asta 26 19	0.00 [kNm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 10 2	-20.32 [kNm]	Comb. 3	Max asta 11 8	20.32 [kNm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 10 2	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max asta 11 8	0.00 [kNm]	Comb. 3

Soletta di fondazione

Taglio	Min trave 2 3	-15.37 [kN]	Comb. 3	Max trave 7 8	15.37 [kN]	Comb. 3
Pressioni sul terreno	Min trave 4 5	0.022 [MPa]	Comb. 3	Max trave 8 22	0.007 [MPa]	Comb. 3
Momento flettente	Min trave 7 8	-20.88 [kNm]	Comb. 3	Max trave 8 22	0.00 [kNm]	Comb. 3
Momento torcente	Min trave 7 8	-0.00 [kNm]	Comb. 3	Max trave 8 22	0.00 [kNm]	Comb. 3

13.11 VERIFICHE SLU/SLV

13.11.1 Piedritti – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 30,00cm

Afi= 5Ø16 = 10,05cmq Afs=5Ø16 = 10,05cmq

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: PIEDRITTI

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **Piedritti**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	25

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

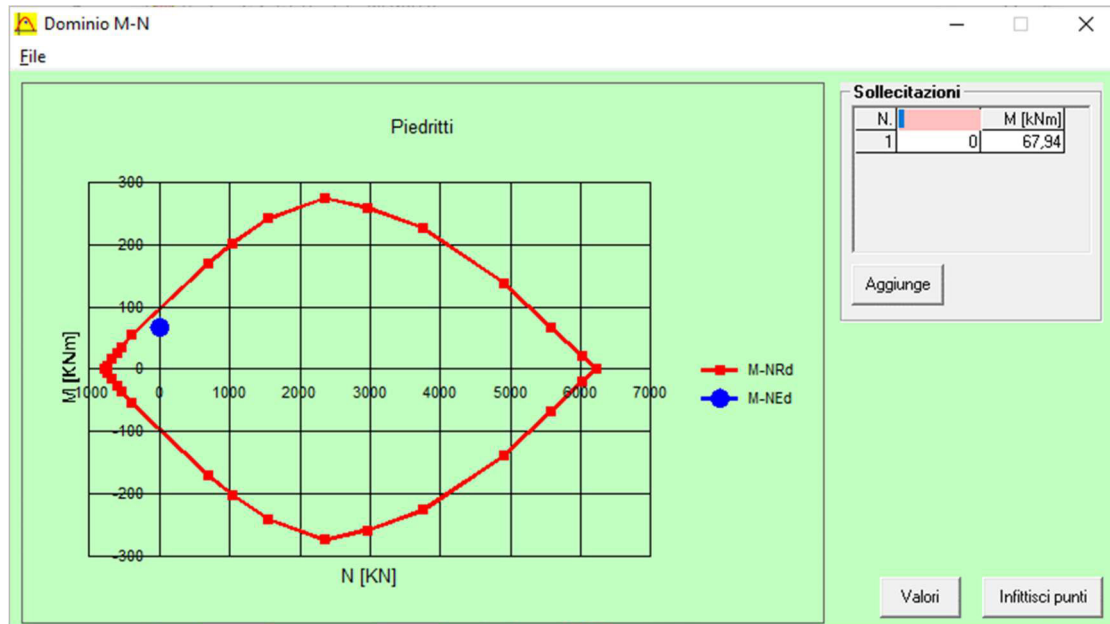
Materiali
B450C C32/40
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d δ

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

MANDATARIA:

MANDANTI:



13.11.2 Piedritti – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio	V_{Ed}	62830 N	
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40 N/mm ²	
	f_{ck}	33,2 N/mm ²	
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,5	
altezza	h	300 mm	
copriferro	c	50 mm	
altezza utile	d	250 mm	
larghezza minima sezione	b_w	1000 mm	
armatura longitudinale	A_{sl}	1004,8 mm ²	
sezione calcestruzzo	A_c	300000 mm ²	
valore di calcolo dello sforzo normale	N_{Ed}	0 N	
$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1,8944272	
$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,5258404	
$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$	ρ₁	0,0040192	rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$	σ_{cp}	0 N/mm ²	tensione media di compressione della sezione
Resistenza a taglio	V_{Rd}	134800,57 N	
$V_{Rd}=\{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3})/\gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			VERIFICATA
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$			VERIFICATA

MANDATARIA:

MANDANTI:

13.11.3 Soletta – flessione

Base sezione B= 100,00cm

Altezza sezione H= 40,00cm

Afi= 5Ø20 = 15,71cmq Afs=5Ø20 = 15,71cmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

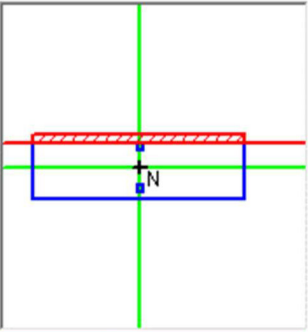
Titolo : Soletta

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	25

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione: 

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	63,46	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:

B450C	C32/40
ε _{su} 67,5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391,3 N/mm²	ε _{cu} 3,5 ‰
E _s 200 000 N/mm²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

M_{xRd} 98,11 kN m

σ_c -18,13 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 18,65 ‰

d 25 cm

x 3,95 x/d 0,158

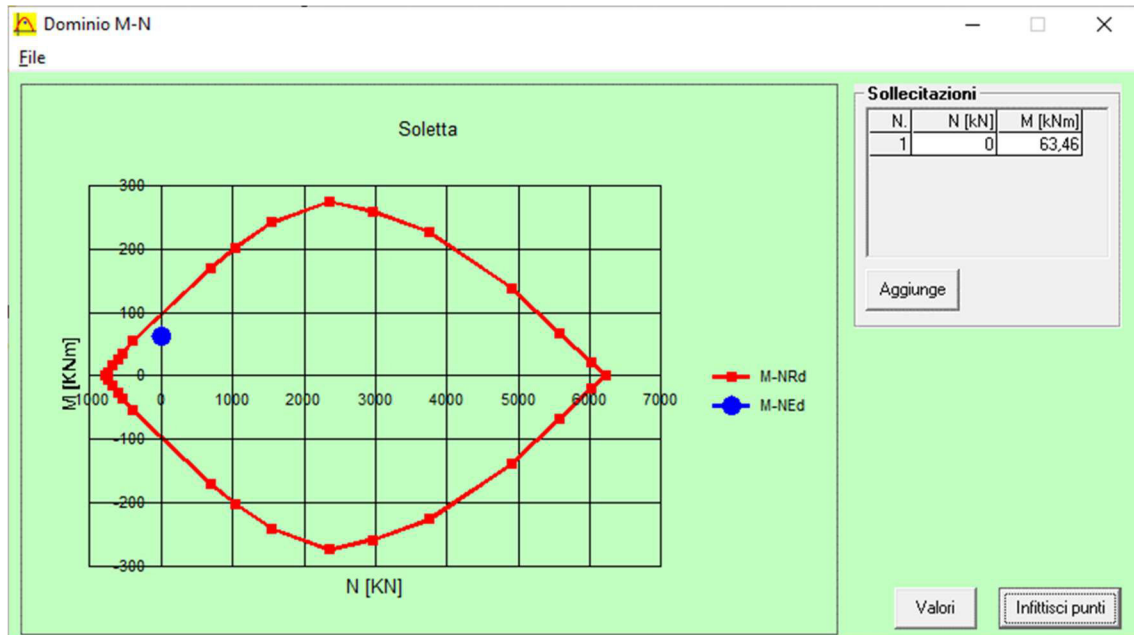
δ 0,7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



13.11.4 Soletta – taglio

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008

Valore di calcolo dello sforzo di taglio
resistenza calcestruzzo

V_{Ed} 26880 N
 R_{ck} 40 N/mm²
 f_{ck} 33,2 N/mm²

coeff. parziale di sicurezza del cls

γ_c 1,5

altezza

h 300 mm

copriferro

c 50 mm

altezza utile

d 250 mm

larghezza minima sezione

b_w 1000 mm

armatura longitudinale

A_{sl} 1004,8 mm²

sezione calcestruzzo

A_c 300000 mm²

valore di calcolo dello sforzo normale

N_{Ed} 0 N

$$k=1+(200/d)^{1/2} \leq 2$$

k 1,8944272

$$v_{min}=0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

v_{min} 0,5258404

$$\rho_1=A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$$

ρ_1 0,0040192

$$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c \leq 0,2f_{cd}$$

σ_{cp} 0 N/mm²

rapporto geometrico di
armatura longitudinale
tensione media di
compressione della sezione

Resistenza a taglio

V_{Rd} 134800,57 N

$$V_{Rd}=\{(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

VERIFICATA

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

VERIFICATA

MANDATARIA:

MANDANTI:

13.12 VERIFICHE SLE

13.12.1 Piedritti

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	20,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2262	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,59	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	22,16	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	20,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	450	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2262	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,59 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	22,16 [MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	450 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2262 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2262 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	310 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M _{Ed,q.p.}	57,46 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	62,66 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	123,852567 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	123852,567 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0,01826 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000063 [-]
		0,000188 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	393,40 [mm]
		393,40 [mm]
Ampiezza delle fessure	w _k	0,0739 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w _{max}	0,2 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M _{Ed,freq.}	59,58 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	64,97	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	123,852567	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	123852,567	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01826	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000051	[-]
		0,000195	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	393,40	[mm]
		393,40	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0767	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

13.12.2 Soletta

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	20,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2262	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320	[mm ⁴]
		2]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt}$	19,92	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,61 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	22,77 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	20,9 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	450 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	2262 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	128,44 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	442335320 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,94 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,61 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	22,77 [MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	450 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2262 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	2262 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif,max}$	310 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	57,46 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	62,66 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	123,852567 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	123852,567 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01826 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000063 [-] 0,000188 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	393,40 [mm] 393,40 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0739 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	59,58 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,44 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	64,97 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	123,852567 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	123852,567 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01826 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,94 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000051 [-] 0,000195 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	393,40 [mm] 393,40 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0767 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

MANDATARIA:



MANDANTI:



ICARIA
società di ingegneria



**GEOTECHNICAL
DESIGN GROUP**



OMNISERVICE
ENGINEERING

14 VERIFICHE GEOTECNICHE

14.1 APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA

I terreni di fondazione vengono verificati tramite le sollecitazioni ottenute dalle combinazioni dell'APPROCCIO 2 (A1+M1+R3) in cui i coefficienti del terreno sono unitari, ma vengono ridotte le resistenze globali tramite R3.

Tali azioni sono quindi quelle uscenti dal software con il quale è stata modellata la struttura in elevazione, dato che anche questa è stata approcciata con la medesima combinazione di coefficienti.

Per quanto riguarda l'azione derivante dall'analisi sismica, data la progettazione non dissipativa con $q=1$, non si prevede alcun incremento. Il YRd di maggiorazione è quindi pari ad 1.

14.2 VERIFICHE GEOTECNICHE TOMBINO

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del tombino, si rimanda ai capitoli 1 e 5.

14.2.1 Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica

Pressioni massime su terreno di fondazione

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	2	-0.188
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	2	-0.174

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	3	-0.173
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	3	-0.074

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	5	-0.138
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	5	-0.128

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	6	-0.128
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	7	-0.124

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

RELAZIONE DI CALCOLO

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	8	-0.124
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 29 30	8	-0.122

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 30 31	9	-0.135
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 1 29	9	-0.111

14.2.2 Verifica di portanza

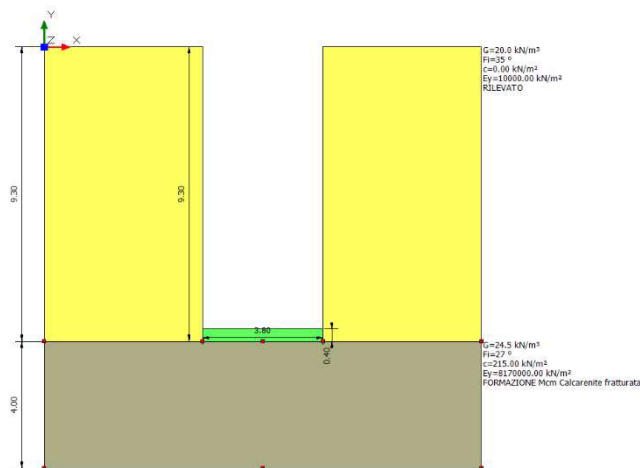


Figura 14-1 "Stratigrafia"

DATI GENERALI

=====
 Normativa NTC 2008
 Larghezza fondazione 3.8 m
 Lunghezza fondazione 1.0 m
 Profondità piano di posa 9.3 m
 Profondità falda 20.0
 =====

SISMA

=====

Accelerazione massima (amax/g) 0.286
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale 0.0858

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe IV
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.539	2.512	0.267
S.L.D.	101.0	0.745	2.485	0.289
S.L.V.	949.0	2.805	2.36	0.454
S.L.C.	1950.0	4.031	2.349	0.511

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.539	0.2	0.011	0.0055
S.L.D.	0.745	0.2	0.0152	0.0076
S.L.V.	2.805	0.3	0.0858	0.0429
S.L.C.	4.031	1.0	0.4111	0.2055

STRATIGRAFIA TERRENO

RELAZIONE DI CALCOLO

Spessore [m]	Peso unità di volume [kN/ m ³]	Peso unità di volume saturato [kN/ m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/ m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq /s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
9.3	20.0	20.0	35.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	RILEVATO
4.0	24.5	25.5	27.0	215.0	0.0	817000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	FORMAZIONE MCM Calcarenite fratturata

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	188.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	173.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	138.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.O.	135.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult] 22807.21 kN/m²
Resistenza di progetto [Rd] 9916.18 kN/m²
Tensione [Ed] 173.0 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 131.83
Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 912288.3 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 24.5 kN/m³

Peso unità di volume saturo 25.5 kN/m³

Angolo di attrito 27.0 °

Coesione 215.0 kN/m²

Fattore [Nq] 13.2

Fattore [Nc] 23.94

Fattore [Ng] 9.32

Fattore forma [Sc] 3.09

Fattore profondità [Dc] 1.47

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0

Fattore inclinazione base [Bc] 1.0

Fattore forma [Sq] 2.94

Fattore profondità [Dq] 1.36

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0

Fattore inclinazione base [Bq] 1.0

Fattore profondità [Dg] 1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0

Fattore inclinazione base [Bg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 33268.3 kN/m²

RELAZIONE DI CALCOLO

Resistenza di progetto 14464.48 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 24.5 kN/m³

Peso unità di volume saturo 25.5 kN/m³

Angolo di attrito 27.0 °

Coesione 215.0 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 13.2

Fattore [Nc] 23.94

Fattore [Ng] 9.32

Fattore forma [Sc] 3.09

Fattore profondità [Dc] 1.47

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0

Fattore inclinazione base [Bc] 1.0

Fattore forma [Sq] 2.94

Fattore profondità [Dq] 1.36

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0

Fattore inclinazione base [Bq] 1.0

Fattore profondità [Dg] 1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0

Fattore inclinazione base [Bg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 0.31

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.28

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 0.84

MANDATARIA:

MANDANTI:

=====		
Carico limite	22807.21	kN/m ²
Resistenza di progetto	9916.18	kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	
=====		

CEDIMENTI ELASTICI

=====		
Pressione normale di progetto	138.0	kN/m ²
Spessore strato	4.0	m
Profondità substrato roccioso	30.0	m
Modulo Elastico	8170000.0	kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.25	
=====		
Coefficiente di influenza I1	0.18	
Coefficiente di influenza I2	0.02	
Coefficiente di influenza Is	0.19	
=====		
Cedimento al centro della fondazione	1,2	mm
=====		
Coefficiente di influenza I1	0.13	
Coefficiente di influenza I2	0.03	
Coefficiente di influenza Is	0.15	
Cedimento al bordo	0,8	mm

I cedimenti sono ritenuti perfettamente compatibili con lea funzionalità dell'opera.

14.2.3 Verifica di galleggiamento

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

14.3 VERIFICHE GEOTECNICHE POZZETTO DI MONTE/VALLE

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del tombino, si rimanda ai capitoli precedenti. Si ricorda che è stato prodotto un solo modello per i pozzetti di monte e valle dato che questi

risultano sostanzialmente simili. Lo stesso viene supposto anche per le verifiche geotecniche, data l'uguaglianza dei terreni di fondazione.

14.3.1 Inviluppo delle sollecitazioni per la verifica

Pressioni massime su terreno

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 5 6	1	-0.029
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 8 22	1	-0.010

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 5 6	2	-0.035
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 23	2	0.026

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 4 5	3	-0.022
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 8 22	3	-0.007

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 4 5	4	-0.022
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 8 22	4	-0.007

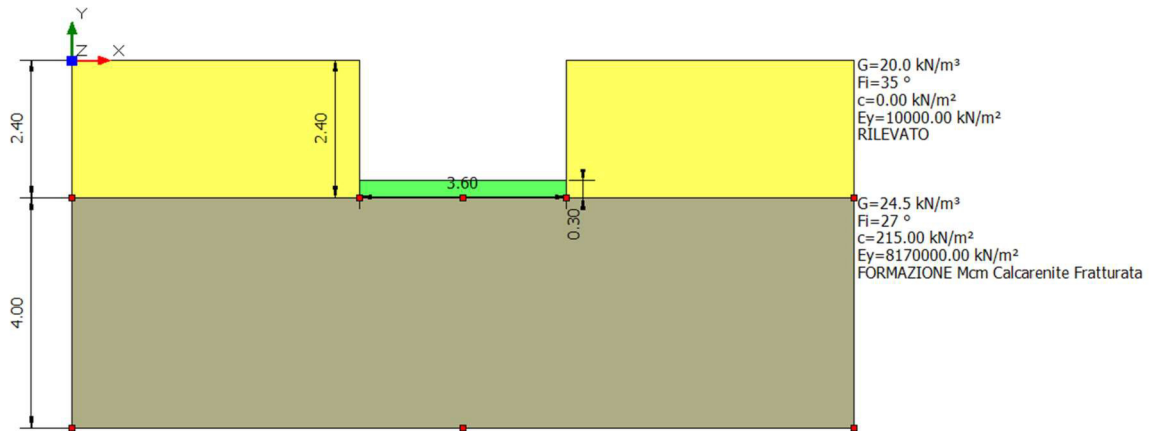
Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 4 5	5	-0.022
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 8 22	5	-0.007

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

	Elemento	Combinazione	p [MPa]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 5 6	6	-0.025
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 2 23	6	0.000

14.3.2 Verifica di portanza



DATI GENERALI

Normativa NTC 2008

Larghezza fondazione 3.6 m

Lunghezza fondazione 1.0 m

Profondità piano di posa 2.4 m

Profondità falda 20.0

SISMA

Accelerazione massima (a_{max}/g) 0.286

Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)

Coefficiente sismico orizzontale 0.0858

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe IV

Vita nominale: 50.0 [anni]

RELAZIONE DI CALCOLO

Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A

Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.539	2.512	0.267
S.L.D.	101.0	0.745	2.485	0.289
S.L.V.	949.0	2.805	2.36	0.454
S.L.C.	1950.0	4.031	2.349	0.511

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.539	0.2	0.011	0.0055
S.L.D.	0.745	0.2	0.0152	0.0076
S.L.V.	2.805	0.3	0.0858	0.0429
S.L.C.	4.031	1.0	0.4111	0.2055

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore [m]	Peso unità di volume [kN/ m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/ m ³]	Angolo di attrito [°]	Coeficiente [kN/m ²]	Coeficiente non drenato [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/ m ²]	Poisson []	Coefficiente consolidazione primaria [cmq /s]	Coefficiente consolidazione secondaria	Descrizione
2.4	20.0	20.0	35.0	0.0	0.0	10000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	RILEVATO
4.0	24.5	25.5	27.0	215.0	0.0	817000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	FORMAZIONE MCM Calcarenite Fratturata

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	29.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	35.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.O.	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult] 644.97 kN/m²

Resistenza di progetto [Rd] 280.42 kN/m²

Tensione [Ed] 35.0 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 18.43

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 682661.4 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 24.5 kN/m³

MANDATARIA:

MANDANTI:

Peso unità di volume saturo 25.5 kN/m³
Angolo di attrito 27.0 °
Coesione 215.0 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 13.2
Fattore [Nc] 23.94
Fattore [Ng] 9.32
Fattore forma [Sc] 2.98
Fattore profondità [Dc] 1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0
Fattore forma [Sq] 2.83
Fattore profondità [Dq] 1.2
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0
Fattore inclinazione base [Bq] 1.0
Fattore profondità [Dg] 1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0
Fattore inclinazione base [Bg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 21620.09 kN/m²
Resistenza di progetto 9400.04 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1
Fattore [Nq] 13.2

RELAZIONE DI CALCOLO

Fattore [Nc] 23.94

Fattore [Ng] 2.93

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 156.8 kN/m²

Carico limite strato 1 (qt) 10084.98 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 586.17 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 0.89

Rapporto (q1/q2) 0.0

=====

Carico limite 644.97 kN/m²

Resistenza di progetto 280.42 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 24.5 kN/m³

Peso unità di volume saturo 25.5 kN/m³

Angolo di attrito 27.0 °

Coesione 215.0 kN/m²

=====

Fattore [Nq] 13.2

Fattore [Nc] 23.94

Fattore [Ng] 9.32

Fattore forma [Sc] 2.98

Fattore profondità [Dc] 1.27

RELAZIONE DI CALCOLO

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	2.83
Fattore profondità [Dq]	1.2
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.31
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.28
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.84

=====

Carico limite	17066.54	kN/m ²
Resistenza di progetto	7420.23	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	13.2
Fattore [Nc]	23.94
Fattore [Ng]	2.93

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	156.8	kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	10084.98	kN/m ²

Incremento carico limite strato 1 586.17 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 0.89

Rapporto (q1/q2) 0.0

=====

Carico limite 644.97 kN/m²

Resistenza di progetto 280.42 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

=====

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto 36.0 kN/m²

Spessore strato 4.0 m

Profondità substrato roccioso 20.0 m

Modulo Elastico 8170000.0 kN/m²

Coefficiente di Poisson 0.25

=====

Coefficiente di influenza I1 0.19

Coefficiente di influenza I2 0.02

Coefficiente di influenza Is 0.2

=====

Cedimento al centro della fondazione 0.0 mm

=====

Coefficiente di influenza I1 0.13

Coefficiente di influenza I2 0.03

Coefficiente di influenza Is 0.15

Cedimento al bordo 0.0 mm

=====

I cedimenti sono ritenuti perfettamente compatibili con le funzionalità dell'opera.

14.3.3 Verifica di galleggiamento

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

15 SINTESI DEI RISULTATI

Per maggiore chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo e nell'interpretazione dei risultati delle verifiche si esplicitano i seguenti aspetti riguardanti le armature degli elementi strutturali.

15.1 SOLETTE FONDAZIONE

15.1.1 Tombino

La platea di fondazione in c.a. (sp= 50cm): armata con $\emptyset 24/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 12/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.1.2 Pozzetti

La platea di fondazione in c.a. (sp= 30cm): armata con $\emptyset 20/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.2 PARETI

15.2.1 Tombino

Le pareti in c.a (sp = 50 cm): armata con $\emptyset 24/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 12/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.2.2 Pozzetti

Le pareti in c.a (sp = 30 cm): armata con $\emptyset 20/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 10/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.3 SOLETTA COPERTURA

La soletta di copertura in c.a. (sp = 50 cm): armata con $\emptyset 24/20$ superiormente ed inferiormente in direzione trasversale all'asse e con $\emptyset 12/20$ superiormente e inferiormente in direzione longitudinale all'asse.

15.4 CONTROLLO DETTAGLI COSTRUTTIVI

Min 0,2%

Max 4%

SP 50cm

Massimo ($\emptyset 24/20$)

%max,d 1,085734 - percentuale massima di progetto
verificato

Minimo ($\emptyset 12/20$)

%min,d 0,271434 - percentuale minima di progetto

verificato

SP 30cm

Massimo ($\emptyset 20/20$)

%max,d 1,256637 - percentuale massima di progetto

verificato

Minimo($\emptyset 10/20$)

%min,d 0,314159 - percentuale minima di progetto

verificato

La verifica dello spessore minimo viene omessa in quanto trattasi di strutture scatolari non adibite ad uso abitativo e quindi non soggette a limite minimo così come indicato dal TU 2008 al 7.4.6.1.4.

16 ACCETTABILITA' DEI CALCOLI

Per il controllo di accettabilità dei calcoli, si confronta il taglio in soletta dello scatolare ottenuto da semplici calcoli con il taglio ottenuto dall'output del software. Ciò permetterà di controllare il buon funzionamento di:

- Modellazione geometrica
- Modellazione dei vincoli
- Modellazione dei carichi
- Modellazione delle combinazioni di carico

Di seguito i dati necessari al calcolo manuale:

(S) Spessore soletta=50cm

(l) Larghezza di calcolo soletta=100cm

(L) Lunghezza frame soletta=250cm

(G1k) Peso strutturale=25x0,3=12,5kN/m

(G2k) Peso ricoprimento=140kN/m

(Q1k) Tandem=8,15kN/m

(Q2k) Distribuito=9kN/m

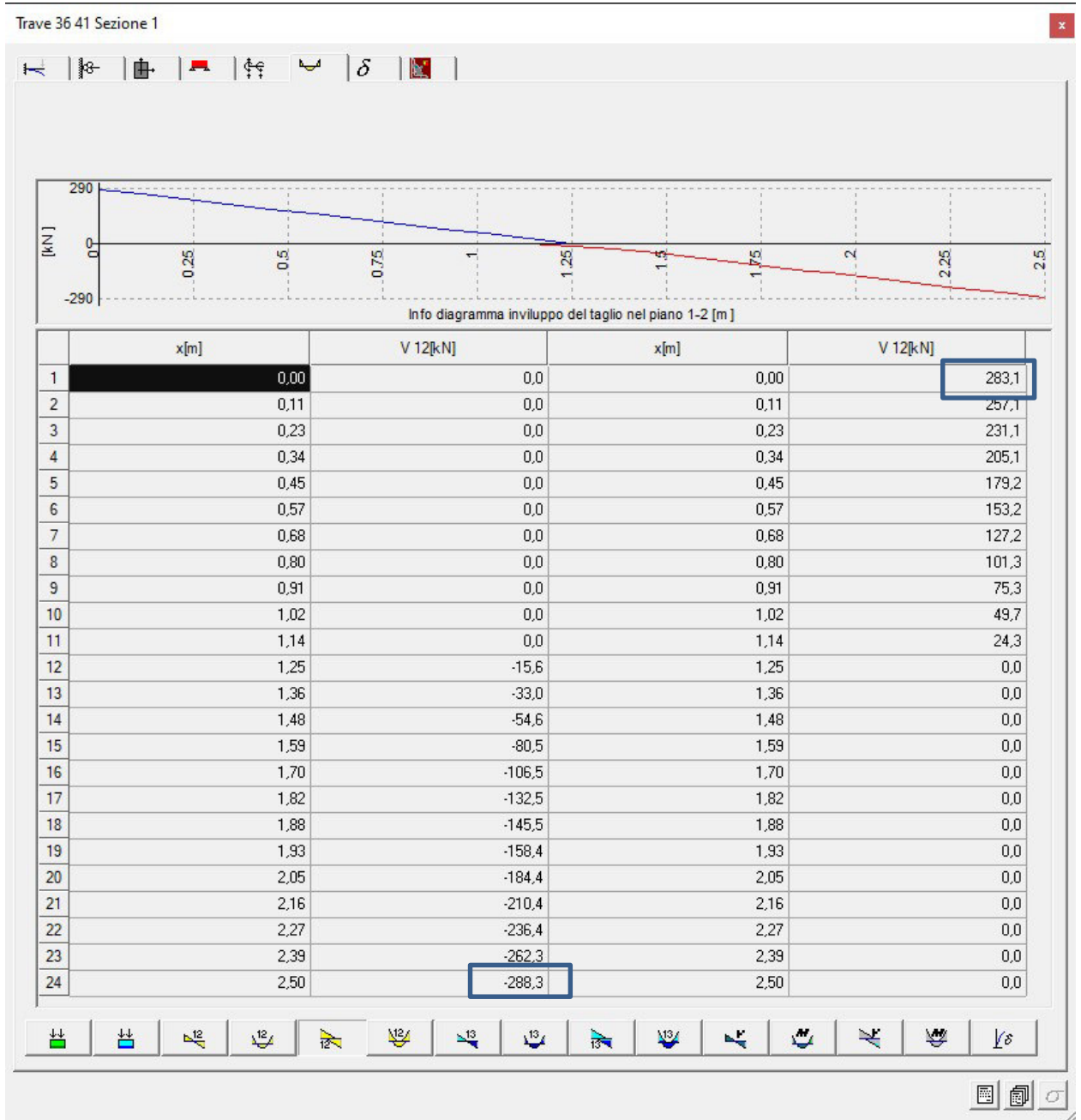
Si esegue la combinazione delle azioni per ottenere il carico distribuito totale:

$$P=1,35 \times 12,5 + 1,35 \times 140 + 1,25 \times 8,15 + 1,5 \times 9 = 228,54 \text{ kN/m}$$

$$V_{\max} = (P \times L) / 2 = 285,68 \text{ kN}$$

Si riporta un estratto del software:

RELAZIONE DI CALCOLO



I risultati sono del tutto in linea con i calcoli eseguiti a mano.

17 LICENZA SOFTWARE



LICENZA DI PRODOTTO

Numero di serie: **8904 CPRGTT**

N.01 WinStrand 2021

Data di acquisto: 16 06 2021

Utente: **Cooprogetti società cooperativa**

Indirizzo: Via della Piaggiola, 152

Città: 06024 Gubbio (PG)

Codice Fiscale: 00424850543

Partita I.V.A.: 00424850543

E-mail: assistenza@cooprogetti.it

Analisi Strutturale:	SI	Verifica Sezioni Miste:	SI
Verifica e Disegno CA:	SI	Verifica e Disegno Lastre:	SI
Verifiche Acciaio:	SI	Compositore Profili:	SI
Estensione G.D.L.:	SI	Gestore Sezioni C.A.:	SI
Pali:	SI	Verifiche e Disegno Nodi Acciaio:	NO
Prefix:	SI	Supporto Chiave Monoutente:	SI
Supporto Condivisione Software:	SI	Geo Fondazioni:	NO
Analisi non lineare:	SI	Murature:	SI
Verifica Resistenza al Fuoco:	SI	Edifici Esistenti:	SI
Verifica Aste Legno:	SI	Solai C.A.:	NO
Verifiche Acciaio Americane:	NO	Solaio Misto Legno Calcestruzzo:	NO
Verifiche Acciaio Australiane:	NO		

Scadenza InForma: **30 06 2022**



ENEXSYS S.R.L. - Via Tizzano 46/2 - 40033 Casalecchio di Reno Tel 051/57.65.05 Fax 051/57.60.06

MANDATARIA:

MANDANTI:

