

PROGETTO DEFINITIVO

CUP: H91J12000770005

CIG: 9524700F13

TRANVIA DI FIRENZE

LINEA 4.2

LE PIAGGE - CAMPI BISENZIO



OPERE CIVILI PUNTUALI

DEPOSITO

PROGETTO STRUTTURALE

Edificio n. 2 Lavaggio – Relazione di calcolo opere strutturali

STAZIONE APPALTANTE – COMUNE DI FIRENZE		
DIRETTORE DEL SETTORE Ing. Michele Priore	RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Filippo Martinelli	DEC Ing. Andrea Adinolfi

APPALTATORE	GRUPPO DI PROGETTAZIONE	
MANDATARIA 	MANDATARIA 	
MANDANTI   	MANDANTI       	
	Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche  Ing. Filippo Busola	Progettista Ing. G. Parietti

Commessa				Fase	Origine	Ambito		Disciplina		Attività		Parte d'opera			Tipologia		Progressivo		Rev.	Scala
F	L	4	2	D	E	C	P	D	P	0	2	D	0	2	R	T	0	2	B	-
REVISIONE	DATA			DESCRIZIONE				SOCIETÀ			REDATTO			VISTO			APPROVATO			
REV A	03/2024			PRIMA EMISSIONE				ETS			M. Mazzucchetti			M. Giupponi			G. Parietti			
REV B	12/2024			EMISSIONE PER CDS				ETS			M. Mazzucchetti			M. Giupponi			G. Parietti			

OPERE CIVILI PUNTUALI
DEPOSITO
PROGETTO STRUTTURALE
Edificio n.2 Lavaggio – Relazione di calcolo opere strutturali

Dicembre 2024

INDICE

1	PREMESSA.....	1
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	2
3	NORME DI PROGETTO	3
3.1	NORME GENERALI.....	3
3.2	IPOTESI DI CARICO	3
3.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
3.4	INDAGINI GEOGNOSTICHE ED OPERE DI FONDAZIONE	3
3.5	NORMATIVA PER COSTRUZIONE IN ZONA SISMICA	4
3.6	NORMATIVA PER COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO E METALLICHE	4
3.7	NORMATIVA PER STRUTTURE IN ACCIAIO	5
4	MODELLO DI CALCOLO E CRITERI DI MODELLAZIONE	6
5	METODO DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA.....	7
5.1	CODICI DI CALCOLO	7
5.2	TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTA.....	7
5.3	SICUREZZA E CALCOLO DELLE PRESTAZIONI ATTESE.....	7
5.3.1	Stati limite ultimi (SLU)	8
5.3.2	Stati limite di esercizio (SLE).....	8
5.4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	8
5.5	CRITERI DI VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO ARMATO	9
5.5.1	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	9
5.5.2	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) elementi in elevazione.....	10
5.5.3	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) elementi di fondazione.....	11
5.6	CRITERI DI VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO.....	12
5.6.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) per strutture in acciaio	12
5.6.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per strutture in acciaio.....	20
6	COMBINAZIONI DI CARICO	22
7	MATERIALI	24
7.1	CALCESTRUZZO PER ELEMENTI DI FONDAZIONE C30/37 – CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2	24
7.2	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI GETTATE IN OPERA C32/40 – CLASSE DI ESPOSIZIONE XC3	25
7.3	CALCESTRUZZO PER ELEMENTI PREFABBRICATI C45/55 – CLASSE DI ESPOSIZIONE XC3	26
7.4	ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA B450C PER C.A. IN OPERA	27
7.5	ACCIAIO ARMONICO DA PRECOMPRESSIONE PER ELEMENTI PREFABBRICATI	27
7.5.1	Lunghezza di ancoraggio armature	28
7.5.2	Calcolo del copriferro	30
8	RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE	34
8.1	ELEMENTI PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO E PRECOMPRESSO	34
9	PARAMETRI SISMICI	35
9.1	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	35
9.2	PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO	35
9.2.1	Amplificazione stratigrafica e topografica.....	35
9.3	SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE	36
9.3.1	Spettro di risposta elastico in accelerazione per componenti orizzontali <i>S_{ael}, H</i>	36
9.3.2	Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale <i>S_{ael}, V</i>	37
9.4	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	38
9.4.1	Definizione del fattore di comportamento <i>q</i>	38
9.4.2	Spettri di risposta di progetto	41

9.5	RISPOSTA SISMICA DELL'EDIFICIO	42
9.5.1	Modi di vibrare, masse partecipanti e coefficienti di partecipazione	42
10	PARAMETRI GEOTECNICI	43
10.1.1	Calcolo coefficiente di reazione del sottofondo (o di Winkler)	43
11	ANALISI DEI CARICHI	44
11.1	CARICHI PERMANENTI	44
11.2	CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE (*).....	44
11.2.1	Valore caratteristico del carico neve al suolo q_{sk}	44
11.2.2	Coefficienti termico C_t e di esposizione C_E del sito	44
11.2.3	Carico da neve q_s agente sulle coperture	45
11.3	CALCOLO DELLE AZIONI DEL VENTO.....	46
11.4	RIEPILOGO CARICHI TOTALI AGENTI SUGLI IMPALCATI.....	48
12	AZIONI SOLLECITANTI.....	50
12.1	DIAGRAMMA AZIONI INVILUPPO	50
13	VERIFICHE.....	51
13.1	VERIFICA ELEMENTI PREFABBRICATI.....	51
13.2	VERIFICA PILASTRI IN C.A.P.....	51
13.2.1	Verifica di resistenza e stabilità	51
13.2.2	Verifica pilastro più sollecitato	52
13.3	VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE IN C.A.	55
13.3.1	Verifica platea di fondazione.....	55
13.3.2	Verifica capacità portante	57
13.3.3	Verifica cedimenti	58
13.4	VERIFICA PLATEA ESTERNA IN C.A.....	59
13.4.1	Verifica platea di fondazione.....	59
13.4.2	Verifica capacità portante	61
13.4.3	Verifica cedimenti	62
14	ELABORAZIONE E ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	63

1 PREMESSA

La presente relazione, facente parte del Progetto Definitivo, espone le soluzioni progettuali adottate per l'esecuzione delle opere strutturali inerenti all'intervento di estensione del sistema tramviario fiorentino nel comune di Campi Bisenzio, in particolare della seconda tratta della linea tramviaria 4 (linea 4.2).

Nel caso in esame, si procede alla verifica delle opere relative alla realizzazione dell'area lavaggio, facente parte della zona del Deposito.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il fabbricato dedicato alla zona dell'area lavaggio è costituito da una struttura a telaio così composta:

- Locale tecnico area lavaggio: pilastri di sezione 40x40 cm e altezza 4.3m sormontati da travi di dimensione pari a 60xH40 cm per le travi di bordo e 80xH40 cm per le travi di spina realizzati in c.a.p., con un piano fuori terra.
- Platea esterna dedicata alla zona lavaggio vetture di spessore pari a 35 cm.

La copertura sarà realizzata con un solaio alveolare di spessore pari a 20+5 cm.

3 NORME DI PROGETTO

3.1 NORME GENERALI

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.

3.2 IPOTESI DI CARICO

- "Ipotesi di carico sulle costruzioni" di cui alle Norme C.N.R. - UNI 10012/67;
- "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali" di cui al D.M. 2 agosto 1988 del Min. dei LL.PP.;
- D.M. 16 gennaio 1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circolare n. 156 AA.GG./STC del 4 luglio 1996: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;

3.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

- "Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi" di cui al D.M. 3 giugno 1968 del Min. dei LL.PP. e successive modifiche ed integrazioni;
- "Prove di aderenza su barre di acciaio ed aderenza migliorata di cui alle norme C.N.R. - UNI 10020/71;
- "Solai misti - cemento armato" di cui alle C.N.R. - UNI 10017/68;
- "Caratteristiche tecniche e requisiti dei leganti idraulici" di cui alla Legge n° 595 del 26 maggio 1965;
- "Norme dei requisiti di accettazione e modalità di prove degli agglomerati cementi e delle calce idrauliche" di cui al D.M. 31 agosto 1972 del Min. LL.PP.;
- UNI 8520: Aggregati per confezione calcestruzzi – Definizione, classificazione e caratteristiche;
- UNI 5744: Rivestimenti metallici protettivi a caldo. Rivestimenti di zinco ottenuti per immersione;
- UNI EN 10025: Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali – Condizioni tecniche di fornitura;
- UNI EN 10020: Definizione e classificazione dei tipi di acciaio;
- UNI EN 10027: Sistemi di designazione degli acciai;
- UNI EN 338: Legno strutturale classi di resistenza
- UNI EN 14080: Strutture di legno – Legno lamellare incollato e legno massiccio incollato – Requisiti

3.4 INDAGINI GEOGNOSTICHE ED OPERE DI FONDAZIONE

- Circolare Min. LL.PP. n. 3797: Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni;
- Decreto Min. LL.PP. 11 marzo 1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

- Circolare Min. LL.PP. n. 30483: Istruzioni per l'applicazione - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo;
- UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnica.

3.5 NORMATIVA PER COSTRUZIONE IN ZONA SISMICA

- Legge n. 64 del 2/2/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. Min. LL.PP. 3 marzo 1975 n. 40: Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- D.M. del 24/1/1986: Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.
- Circolare n. 65 del 10 aprile 1997: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16 gennaio 1996.
- Ordinanza Presidente Consiglio Ministri 20 marzo 2003 n. 3274: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" modificata e integrata ai sensi dell'Ordinanza Presidente Consiglio Ministri 2 ottobre 2003 n. 3316
- D.P.C.M. 21 ottobre 2003: Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza Presidente Consiglio Ministri 20 marzo 2003 n. 3274 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Ordinanza Presidente Consiglio Ministri 28 aprile 2006 n. 3519: Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone;
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- UNI-EN 1991-1-1:2004 - Eurocodice 1: Azioni sulle strutture;
- UNI-EN 1998-1:2005 - Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;

3.6 NORMATIVA PER COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO E METALLICHE

- Legge n. 1086 del 5/11/1971: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. 14 febbraio 1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circolare Min. LL.PP. 24 giugno 1993 n. 37406/STC: Legge 5 novembre 1971 n. 1086. Istruzioni relative alle "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 14 febbraio 1992;
- D.M. del 9 gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

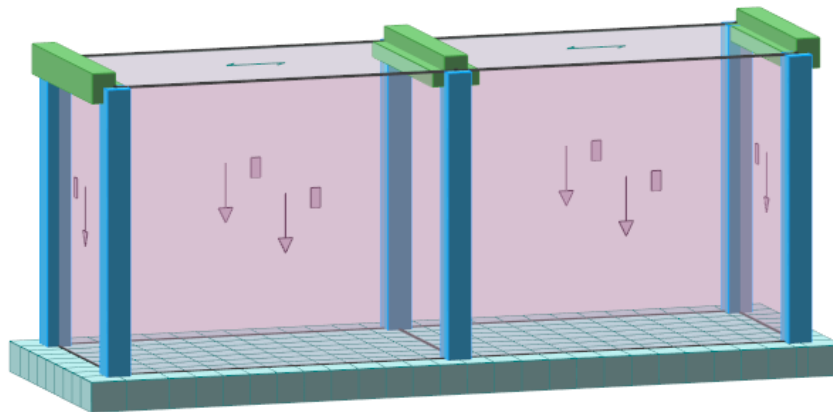
- Circolare n. 252 del 15 ottobre 1996: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9 gennaio 1996;
- UNI-EN 1992-1-1:2005 - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- UNI-EN 1994-1-1:2005 - Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.

3.7 NORMATIVA PER STRUTTURE IN ACCIAIO

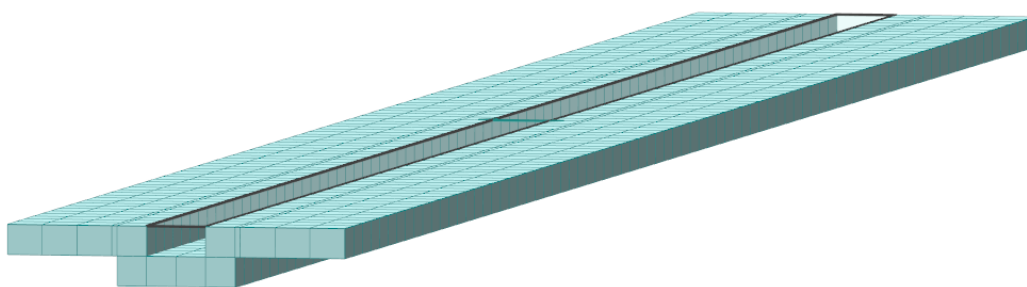
- Norme Tecniche C.N.R. n. 10011-85 del 18 aprile 1985: Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- UNI-EN 1993-1-1:2005 – Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio.

4 MODELLO DI CALCOLO E CRITERI DI MODELLAZIONE

È stato realizzato un modello agli elementi finiti per consentire l'analisi e la schematizzazione del comportamento delle strutture sotto i carichi previsti da progetto. Tutti gli elementi strutturali con comportamento monodirezionale (travi e pilastri) sono stati modellati con elementi tipo beam, mentre la platea di fondazione è stata modellata con elementi plate. I pilastri sono stati considerati incastrati alla base, mentre le travi si considerano incernierate. Si considerano vincoli di continuità per gli elementi verticali. Non sono stati considerati vincoli laterali. La massa viene calcolata automaticamente dal software. La platea di fondazione è modellata su suolo elastico alla Winkler. I carichi permanenti e accidentali sono stati impostati come carichi distribuiti sui solai. L'azione sismica è stata applicata mediante lo spettro di risposta determinato come descritto nei paragrafi successivi.



MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI LOCALE TECNICO



MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI PLATEA ESTERNA

5 METODO DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

5.1 CODICI DI CALCOLO

Software impiegati per la modellazione delle strutture e le relative verifiche:

ModeSt ver. 8.30, licenza n. 6972, prodotto da Tecnisoft s.a.s. – Prato

Xfinest 2024, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. – Milano



5.2 TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTA

L'analisi sismica è stata svolta mediante **analisi dinamica lineare** con spettro di risposta.

5.3 SICUREZZA E CALCOLO DELLE PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme NTC 2018.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di parte di essa sono da valutarsi in relazione agli stati limite che possono verificarsi durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per cui è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nelle NTC 2018, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

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

- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

5.3.1 Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della capacità di resistenza di elementi strutturali, collegamenti, etc.;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

5.3.2 Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

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

5.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono esposti i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base alla resistenza di progetto dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

5.5 CRITERI DI VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO ARMATO

5.5.1 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

In relazione alle classi di esposizione degli elementi strutturali si adottano i limiti tensionali e di apertura delle fessure da normativa in funzione del tipo di combinazione di carico.

5.5.1.1 Verifica di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

- combinazione di carico frequente: $w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$
- combinazione di carico quasi permanente: $w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$

5.5.1.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80f_{yk}$.

5.5.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) elementi in elevazione

5.5.2.1 Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni (N_{Ed} , M_{Ed}) ottenute per la combinazione fondamentale rispettino la disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

5.5.2.2 Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

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

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \max\left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} / \gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \quad \text{con} \quad d = \text{altezza utile della sezione in mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 2\% \quad \text{rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

$$b_w = \text{larghezza della membratura resistente a taglio in mm}$$

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

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

dove:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cotg \alpha + \cotg \vartheta)}{(1 + \cotg^2 \vartheta)}$$

$$A_{sw} \quad \text{Area armatura trasversale}$$

s	Passo armatura trasversale
α	Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave
ϑ	Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave
$f'_{cd} = 0.5f_{cd}$	Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrature non compresse} \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd} \\ 1.25 & \text{per } 0.25f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50f_{cd} \\ 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{per } 0.50f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases}$$

5.5.3 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) elementi di fondazione

In accordo al paragrafo 6.4.2.1. i plinti sono verificati per i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo GEOTECNICO

1. Verifica della capacità portante secondo approccio 2 (A1+M1+R3)
2. Verifica a scorrimento secondo approccio 2 (A1+M1+R3)
3. Stabilità globale secondo Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2)

SLU di tipo STRUTTURALE

1. Verifiche di resistenza secondo approccio 2 (A1+M1+R3)

5.5.3.1 Verifica della capacità portante

La verifica di capacità portante è effettuata secondo la formula di Brinch-Hansen che nella sua forma generalizzata si presenta come segue:

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

Con:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4} \right) \quad \text{Fattore di capacità portante dovuto a sovraccarico}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi' \quad \text{Fattore di capacità portante dovuto a peso del terreno}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad \text{Fattore di capacità portante dovuto a coesione}$$

$$s_\gamma ; s_q ; s_c \quad \text{Fattori di forma}$$

$$d_\gamma ; d_q ; d_c \quad \text{Fattori di profondità}$$

$$i_\gamma ; i_q ; i_c \quad \text{Fattori di inclinazione del carico}$$

$$b_\gamma ; b_q ; b_c \quad \text{Fattori di inclinazione della base}$$

$$g_\gamma ; g_q ; g_c \quad \text{Fattori di inclinazione del piano campagna}$$

5.6 CRITERI DI VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

5.6.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) per strutture in acciaio

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto $R_{di} = R_{ki}/\gamma_{Mi}$ della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

5.6.1.1 Resistenza delle membrature

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

Dove nel punto in esame della membratura:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale, parallela all'asse della membratura

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale, ortogonale all'asse della membratura

τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale, nel piano della sezione.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne “staticamente ammissibile”, cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

5.6.1.1.1 **Trazione**

I valori di progetto di azione assiale N_{Ed} e resistenza a trazione $N_{t,Rd}$ devono soddisfare la:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Dove $N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\}$ è pari al minore tra i valori di progetto di:

- Resistenza plastica della sezione lorda, A :
$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$
- Resistenza a rottura della sezione netta, A_{net} , indebolita dai fori:
$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Qualora il progetto preveda il rispetto della gerarchia delle resistenze deve inoltre risultare:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$

5.6.1.1.2 **Compressione**

I valori di progetto di compressione N_{Ed} e relativa resistenza $N_{c,Rd}$ devono soddisfare la:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove:
$$N_{c,Rd} = \begin{cases} A f_{yk} / \gamma_{M0} & \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3} \\ A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} & \text{per le sezioni di classe 4} \end{cases}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

5.6.1.1.3 **Flessione monoassiale**

Il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$, tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati, vale:

$$M_{c,Rd} = \begin{cases} M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} & \text{per le sezioni di classe 1 e 2} \\ M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} & \text{per le sezioni di classe 3} \\ M_{el,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} & \text{per le sezioni di classe 4} \end{cases}$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande tese dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione

$$\frac{0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con A_f area lorda della piattabanda tesa e $A_{f,net}$ area della piattabanda al netto dei fori.

5.6.1.1.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

In presenza di torsione, $V_{c,Rd}$ va opportunamente ridotta secondo il §4.2.4.1.2.4 delle NTC.

La verifica a taglio della sezione può anche essere condotta in termini tensionali (verifica elastica) nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la seguente formula dove τ_{Ed} è valutata in campo elastico lineare:

$$\frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1.0$$

5.6.1.1.5 Torsione

Quando possano essere trascurate le distorsioni della sezione, i valori di progetto della resistenza torsionale T_{Rd} e della sollecitazione torcente T_{Ed} (composta da torsione uniforme $T_{t,Ed}$ e torsione per ingobbamento impedito $T_{w,Ed}$) devono soddisfare la relazione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{T_{t,Ed} + T_{w,Ed}}{T_{Rd}} \leq 1$$

5.6.1.1.6 Flessione e taglio

Se $V_{Ed} \leq 0.5 V_{c,Rd}$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se $V_{Ed} > 0.5 V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho)f_{yk}$.

5.6.1.1.7 Presso o tenso-flessione retta

La presso- o tenso-flessione retta può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità.

Posti

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \qquad a = \frac{A - 2bt_f}{A} \leq 0.5$$

Dove:

- A sezione lorda della sezione
- b larghezza delle ali
- t_f spessore delle ali

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2, sollecitate nel piano dell'anima, la resistenza di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0.5a} \leq M_{pl,y,Rd}$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2, sollecitate nel piano delle ali, la resistenza di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = \begin{cases} M_{pl,z,Rd} & \text{per } n \leq a \\ M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] & \text{per } n > a \end{cases}$$

Essendo:

- $M_{pl,y,Rd}$ momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano dell'anima
- $M_{pl,z,Rd}$ momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano delle ali

Mentre per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{Ed} < M_{N,y,Rd}$.

5.6.1.1.8 Flessione, taglio e sforzo assiale

Nel calcolo del momento flettente resistente devono essere considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio, se presenti, mediante le formule per l'interazione taglio/flessione.

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale).

Per le sezioni di classe 4 si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale.

5.6.1.2 Stabilità delle membrature

5.6.1.2.1 Aste compresse

Per la verifica di stabilità l'azione di compressione di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente, nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di progetto all'instabilità è $N_{b,Rd} = \begin{cases} \frac{\chi f_{yk}}{\gamma_{M1}} A & \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3} \\ \frac{\chi f_{yk}}{\gamma_{M1}} A_{eff} & \text{per sezioni di classe 4} \end{cases}$

I coefficienti χ dipendono da tipo di sezione e tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

Con:

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

- Snellezza normalizzata

$$\bar{\lambda} = \begin{cases} \sqrt{\frac{f_{yk}}{N_{cr}}} A & \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3} \\ \sqrt{\frac{f_{yk}}{N_{cr}}} A_{eff} & \text{per sezioni di classe 4} \end{cases}$$

- Fattore di imperfezione α ricavato dalla Tab. 4.2.VIII §4.2.4.1.3.1 delle NTC 2018
- Carico critico elastico N_{cr} basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione l_0 dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata (flessionale, torsionale o flesso-torsionale).

Gli effetti legati ai fenomeni di instabilità possono essere trascurati, nel caso in cui:

$$\bar{\lambda} < 0.2$$

oppure

$$N_{Ed} < 0.04 N_{cr}$$

Limitazioni della snellezza

È opportuno limitare la snellezza

$$\lambda = l_0/i \leq \begin{cases} 200 & \text{per membrature principali} \\ 250 & \text{per membrature secondarie} \end{cases}$$

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione interno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀	
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a	
		$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a	
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c	
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a ₀	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0.5t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità		a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

5.6.1.2.2 Travi inflesse

Le travi inflesse con piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, devono essere verificate nei riguardi dell'instabilità flessione-torsionale secondo la formula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

- M_{Ed} massimo momento flettente di progetto
- $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ momento resistente di progetto per l'instabilità
- $W_y = \begin{cases} W_{pl,y} & \text{per le sezioni di classe 1 e 2} \\ W_{el,y} & \text{per le sezioni di classe 3} \\ W_{eff} & \text{per le sezioni di classe 4} \end{cases}$ modulo resistente della sezione

Il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale χ_{LT} , dipendente dal tipo di profilo impiegato e può essere determinato dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq K_\chi$$

Con:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

- Coeff. di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$
- Fattore di imperfezione α_{LT} ricavato dalla Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definite nella Tab. 4.2.IX (b)
- Momento critico elastico M_{cr} calcolato considerando la sezione lorda del profilo e tenendo in conto, le condizioni di carico ed i vincoli torsionali presenti, nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.
- Fattore f $f = 1 - 0.5(1 - k_c) \left[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right]$

in cui il fattore correttivo k_c assume i valori riportati in Tab. 4.2.X.

Per i profili a I o a H, laminati o composti saldati:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} \leq 0.4 \quad \beta \geq 0.75 \quad K_\chi = \min \left(1; \frac{1}{f \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)$$



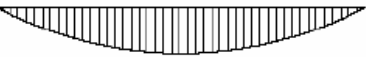


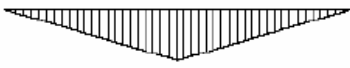


Tab. 4.2.IX (a) Valori raccomandati di α_{LT} per le differenti curve di stabilità.

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab. 4.2.IX (b) - Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Tab. 4.2.X - Coefficiente correttivo del momento flettente per la verifica a stabilità delle travi inflesse

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{dx}/M_{sx} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

5.6.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per strutture in acciaio

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

5.6.2.1 Spostamenti laterali

Negli edifici i valori limite per gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni sono indicati in Tab. 4.2.XIII (Δ spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.4) e valutati in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

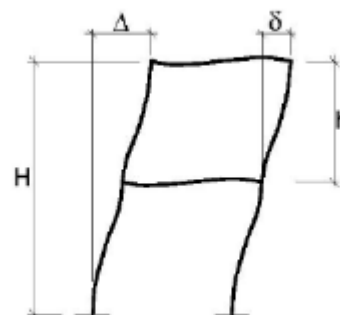


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

5.6.2.2 Spostamenti verticali

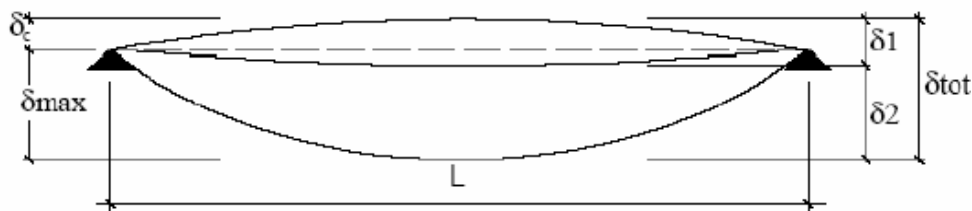
Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

$$\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c = (\delta_1 + \delta_2) - \delta_c$$

Essendo:

- δ_c la monta iniziale della trave
- δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
- δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
- δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato dalla monta iniziale



Definizione degli spostamenti verticali in esercizio

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo al §2.5.3 delle NTC 2018, ai fini delle verifiche degli stati limite si attribuiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

essendo:

- G_1 i carichi permanenti strutturali
- G_2 il peso proprio degli elementi non strutturali
- Q_1 il valore caratteristico dell'azione variabile ritenuta principale
- Q_{ki} il valore caratteristico della i-esima azione variabile

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori da assumersi per i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} e i coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} , γ_{G2} e γ_{Qi} sono forniti rispettivamente dalle Tab. 2.5.I e Tab. 2.6.I seguenti.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

7 MATERIALI

7.1 CALCESTRUZZO PER ELEMENTI DI FONDAZIONE C30/37 – CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Classi di esposizione ambientale e requisiti di durabilità (si considerano le prescrizioni più restrittive)

	Classe di esposizione ambientale	XC2	
Rapporto massimo acqua/cemento	$a/c_{max} =$	0.60	- UNI 11104
	$a/c_{max} =$	0.60	- UNI EN 206-1
Contenuto minimo di cemento	$c_{min} =$	300	kg/mc UNI 11104
	$c_{min} =$	280	kg/mc UNI EN 206-1
Classe di resistenza minima del calcestruzzo	$Cx/y_{min} =$	C25/30	- UNI 11104
	$Cx/y_{min} =$	C25/30	- UNI EN 206-1

CALCESTRUZZO

DM 17.01.2018

	Classe	C30/37	
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5	- § 4.3.3
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	37.00	MPa § 11.2.10.1 (11.2.1)
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	30.71	MPa § 11.2.10.1
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	38.71	MPa § 11.2.10.1 (11.2.2)
Resistenza a trazione semplice media	$f_{ctm} =$	2.94	MPa § 11.2.10.2 (11.2.3)
Resistenza a trazione semplice caratteristica	$f_{ctk} =$	2.06	MPa § 11.2.10.2
Resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctm} =$	3.53	MPa § 11.2.10.2 (11.2.4)
Resistenza a trazione per flessione caratteristica	$f_{ctk} =$	2.47	MPa § 11.2.10.2
Modulo di elasticità	$E_{cm} =$	33019	MPa § 11.2.10.3 (11.2.5)
Coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu_{NF} =$	0.2	- § 11.2.10.4
Coefficiente di Poisson (cls fessurato)	$\nu_F =$	0.0	- § 11.2.10.4
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.00E-05	1/°C § 11.2.10.5
Densità volumica	$\rho =$	2500	kg/mc § 3.1.2
Resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{cd} =$	17.40	MPa § 4.1.2.1.1.1
Resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{ctd} =$	1.37	MPa § 4.1.2.1.1.2
Tensione limite allo SLE nella combinazione rara	$\sigma_{c,rara} =$	18.43	MPa § 4.1.2.2.5.1
Tensione limite allo SLE nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.perm} =$	13.82	MPa § 4.1.2.2.5.1

Lavorabilità del calcestruzzo

	Classe di consistenza	S4	
Consistenza		fluida	-
Abbassamento (Slump)		160 ÷ 210	mm
Tipologia di struttura		Strutture mediamente armate	

Diametro massimo dell'aggregato

Copriferro nominale minimo	50	mm	$D_{max} \leq 1.3 \cdot C_{nom}$
Interferro minimo	30	mm	$D_{max} \leq i - 5 \text{ mm}$
Sezione minima elemento strutturale	250	mm	$D_{max} \leq 1/4 \cdot S_{min}$
Diametro massimo dell'aggregato	$D_{max} =$	25	mm

7.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI GETTATE IN OPERA C32/40 – CLASSE DI ESPOSIZIONE XC3

Classi di esposizione ambientale e requisiti di durabilità (si considerano le prescrizioni più restrittive)

Classe di esposizione ambientale			
XC3			
Rapporto massimo acqua/cemento	$a/c_{max} =$	0.55 -	UNI 11104
	$a/c_{max} =$	0.55 -	UNI EN 206-1
Contenuto minimo di cemento	$c_{min} =$	320 kg/mc	UNI 11104
	$c_{min} =$	280 kg/mc	UNI EN 206-1
Classe di resistenza minima del calcestruzzo	$Cx/y_{min} =$	C28/35 -	UNI 11104
	$Cx/y_{min} =$	C30/37 -	UNI EN 206-1

CALCESTRUZZO

DM 17.01.2018

Classe			
C32/40			
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5 -	§ 4.3.3
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40.00 MPa	§ 11.2.10.1 (11.2.1)
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.20 MPa	§ 11.2.10.1
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.20 MPa	§ 11.2.10.1 (11.2.2)
Resistenza a trazione semplice media	$f_{ctm} =$	3.10 MPa	§ 11.2.10.2 (11.2.3)
Resistenza a trazione semplice caratteristica	$f_{ctk} =$	2.17 MPa	§ 11.2.10.2
Resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctfm} =$	3.72 MPa	§ 11.2.10.2 (11.2.4)
Resistenza a trazione per flessione caratteristica	$f_{ctfk} =$	2.60 MPa	§ 11.2.10.2
Modulo di elasticità	$E_{cm} =$	33643 MPa	§ 11.2.10.3 (11.2.5)
Coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu_{NF} =$	0.2 -	§ 11.2.10.4
Coefficiente di Poisson (cls fessurato)	$\nu_F =$	0.0 -	§ 11.2.10.4
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.00E-05 1/°C	§ 11.2.10.5
Densità volumica	$\rho =$	2500 kg/mc	§ 3.1.2
Resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{cd} =$	18.81 MPa	§ 4.1.2.1.1.1
Resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{ctd} =$	1.45 MPa	§ 4.1.2.1.1.2
Tensione limite allo SLE nella combinazione rara	$\sigma_{c,rara} =$	19.92 MPa	§ 4.1.2.2.5.1
Tensione limite allo SLE nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.perm} =$	14.94 MPa	§ 4.1.2.2.5.1

Lavorabilità del calcestruzzo

Classe di consistenza			
S4			
Consistenza	fluida -		
Abbassamento (Slump)	160 ÷ 210 mm		
Tipologia di struttura	Strutture mediamente armate		

Diametro massimo dell'aggregato

Copriferro nominale minimo	40	mm	$D_{max} \leq 1.3 \cdot C_{nom}$
Interferro minimo	30	mm	$D_{max} \leq i - 5 \text{ mm}$
Sezione minima elemento strutturale	200	mm	$D_{max} \leq 1/4 \cdot S_{min}$
Diametro massimo dell'aggregato	$D_{max} =$	25 mm	

7.3 CALCESTRUZZO PER ELEMENTI PREFABBRICATI C45/55 – CLASSE DI ESPOSIZIONE XC3

Classi di esposizione ambientale e requisiti di durabilità (si considerano le prescrizioni più restrittive)

Classe di esposizione ambientale			
XC3			
Rapporto massimo acqua/cemento	$a/c_{max} =$	0.55 -	UNI 11104
	$a/c_{max} =$	0.55 -	UNI EN 206-1
Contenuto minimo di cemento	$c_{min} =$	320 kg/mc	UNI 11104
	$c_{min} =$	280 kg/mc	UNI EN 206-1
Classe di resistenza minima del calcestruzzo	$Cx/y_{min} =$	C28/35 -	UNI 11104
	$Cx/y_{min} =$	C30/37 -	UNI EN 206-1

CALCESTRUZZO

DM 17.01.2018

Classe			
C45/55			
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5 -	§ 4.3.3
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	55.00 MPa	§ 11.2.10.1 (11.2.1)
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	45.65 MPa	§ 11.2.10.1
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	53.65 MPa	§ 11.2.10.1 (11.2.2)
Resistenza a trazione semplice media	$f_{ctm} =$	3.83 MPa	§ 11.2.10.2 (11.2.3)
Resistenza a trazione semplice caratteristica	$f_{ctk} =$	2.68 MPa	§ 11.2.10.2
Resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctm} =$	4.60 MPa	§ 11.2.10.2 (11.2.4)
Resistenza a trazione per flessione caratteristica	$f_{ctk} =$	3.22 MPa	§ 11.2.10.2
Modulo di elasticità	$E_{cm} =$	36416 MPa	§ 11.2.10.3 (11.2.5)
Coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu_{NF} =$	0.2 -	§ 11.2.10.4
Coefficiente di Poisson (cls fessurato)	$\nu_F =$	0.0 -	§ 11.2.10.4
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.00E-05 1/°C	§ 11.2.10.5
Densità volumica	$\rho =$	2500 kg/mc	§ 3.1.2
Resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{cd} =$	25.87 MPa	§ 4.1.2.1.1.1
Resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{ctd} =$	1.79 MPa	§ 4.1.2.1.1.2
Tensione limite allo SLE nella combinazione rara	$\sigma_{c,rara} =$	27.39 MPa	§ 4.1.2.2.5.1
Tensione limite allo SLE nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.perm} =$	20.54 MPa	§ 4.1.2.2.5.1

Diametro massimo dell'aggregato

Copriferro nominale minimo

Interferro minimo

Sezione minima elemento strutturale

Diametro massimo dell'aggregato

$D_{max} =$

40	mm	$D_{max} \leq 1.3 \cdot c_{nom}$
30	mm	$D_{max} \leq i - 5 \text{ mm}$
100	mm	$D_{max} \leq 1/4 \cdot S_{min}$

7.4 ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA B450C PER C.A. IN OPERA

ACCIAIO da armatura		DM 17.01.2018	
	Classe	B450C	
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	- § 4.1.2.1.1.3
Resistenza caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa § 11.3.2.1
Resistenza caratteristica a carico massimo	$f_{tk} =$	540	MPa § 11.3.2.1
Rapporto di incrudimento caratteristico	$(f_t/f_y)_k =$	$\geq 1.15; < 1.35$	- § 11.3.2.1
Sovraresistenza	$(f_y/f_{ynom})_k =$	≤ 1.25	- § 11.3.2.1
Allungamento	$(A_{gt})_k =$	$\geq 7.5\%$	- § 11.3.2.1
Modulo di elasticità	$E_s =$	210000	MPa -
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3	- -
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.20E-05	1/°C § 3.5.7
Densità volumica	$\rho =$	7850	kg/mc § 3.1.2
Resistenza di progetto allo SLU	$f_{yd} =$	391.3	MPa § 4.1.2.1.1.3
Tensione limite allo SLE nella combinazione rara	$\sigma_{s,rara} =$	360	Mpa § 4.1.2.2.5.2
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:			
	$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	§ 11.3.2.1
	$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	§ 11.3.2.1
	$16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	§ 11.3.2.1
	$25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	§ 11.3.2.1

7.5 ACCIAIO ARMONICO DA PRECOMPRESSIONE PER ELEMENTI PREFABBRICATI

ACCIAIO da precompressione		DM 17.01.2018	
	Tipo	Trefoli e trecce	
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	- § 4.1.2.1.1.3
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{pyk} =$	n.a.	MPa § 11.3.3.2
Tensione caratteristica allo 0,1% di deformazione residua	$f_{p(0,1)k} =$	n.a.	MPa § 11.3.3.2
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	$f_{p(1)k} =$	≥ 1670	MPa § 11.3.3.2
Tensione caratteristica al carico massimo	$f_{ptk} =$	≥ 1860	MPa § 11.3.3.2
Rapporti di incrudimento	$f_y/f_{pt} =$	≤ 1.15	- § 11.3.3.5.2.3
	$f_{pt}/f_y =$	$0.87 \div 0.95$	- § 11.3.3.5.2.3
Allungamento totale percentuale a carico massimo	$A_{gt} =$	$\geq 3.5\%$	- § 11.3.3.2
Modulo di elasticità convenzionale	$E_s =$	200000	MPa -
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3	- -
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.20E-05	1/°C § 3.5.7
Densità volumica	$\rho =$	7810	kg/mc § 11.3.3.5.2.3
Resistenza di progetto allo SLU	$f_{yd} =$	1452.2	MPa § 4.1.2.1.1.3
Tensione limite allo SLE nella combinazione rara	$\sigma_{s,rara} =$	1336	MPa § 4.1.2.2.5.2

7.5.1 Lunghezza di ancoraggio armature

In accordo al §8.4 dell'EC2, la lunghezza di ancoraggio di base $l_{b,rqd}$ necessaria per garantire la trasmissione delle forze di trazione nell'armatura è data da:

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad \text{dove:} \quad \sigma_{sd} = f_{yd} = 391.3 \text{ Mpa per B450C}$$

$$f_{bd} = f_{bk}/\gamma_c = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

essendo:

$$\eta_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{in condizioni di buona aderenza} \\ 0.7 & \text{in condizioni di non buona aderenza *} \end{cases}$$

(*) quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa o in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti

$$\eta_2 = \begin{cases} 1.0 & \text{per barre di diametro } \varnothing \leq 32 \text{ mm} \\ (132 - \varnothing)/100 & \text{per barre di diametro superiore (non considerato)} \end{cases}$$

Assumendo cautelativamente $\alpha_i = 1$ sulla base del prospetto 8.2, la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} risulta:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} = \begin{cases} \max\{10 \text{ cm}; 10\varnothing; 0.3 \cdot l_{b,rqd}\} & \text{in trazione} \\ \max\{10 \text{ cm}; 10\varnothing; 0.6 \cdot l_{b,rqd}\} & \text{in compressione} \end{cases}$$

In previsione di evitare l'impiego di barre d'armatura di diametro superiore ai 32 mm, si pone $\eta_2 = 1.0$, ottenendo di conseguenza i seguenti valori minimi di progetto:

Classe di resistenza	f_{ctd} [MPa]	Buona aderenza	η_1	f_{bd} [MPa]	l_{bd} [mm]
C30/37	1.37	SI	1.0	3.08	32 \varnothing
		NO	0.7	2.16	46 \varnothing
C32/40	1.45	SI	1.0	3.26	30 \varnothing
		NO	0.7	2.28	43 \varnothing
C45/55	1.79	SI	1.0	4.03	25 \varnothing
		NO	0.7	2.82	35 \varnothing

prospetto 8.2 Valori dei coefficienti α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5

Fattore d'influenza	Tipo di ancoraggio	Barra di armatura	
		In trazione	In compressione
Forma delle barre	Diritto	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Diverso da diritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_1 = 0,7$ se $c_d > 3\phi$ altrimenti $\alpha_1 = 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Ricoprimento di calcestruzzo	Diritto	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Diversa da diritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale non saldata a quella principale	Tutti i tipi	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale saldata ^{*)}	Tutti i tipi, posizioni e dimensioni come specificato in figura 8.1 (e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamento realizzato mediante pressione trasversale	Tutti i tipi	$\alpha_5 = 1 - 0,04\rho$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

dove:
 $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$;
 ΣA_{st} area della sezione retta dell'armatura trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} ;
 $\Sigma A_{st,min}$ area della sezione retta dell'armatura trasversale minima; $= 0,25 A_s$ travi e 0 per piastre;
 A_s area di una singola barra ancorata di diametro massimo;
 K valori riportati in figura 8.4;
 ρ pressione trasversale [MPa] allo stato limite ultimo lungo l_{bd} ;
^{*)} Vedere anche il punto 8.6: Per appoggi diretti l_{bd} può essere assunto minore di $l_{b,min}$ a condizione che sia presente almeno un filo trasversale saldato all'interno della zona di appoggio. Si raccomanda che questo sia distante almeno 15 mm dalla faccia dell'appoggio.

figura 8.4 Valori di K per travi e piastre

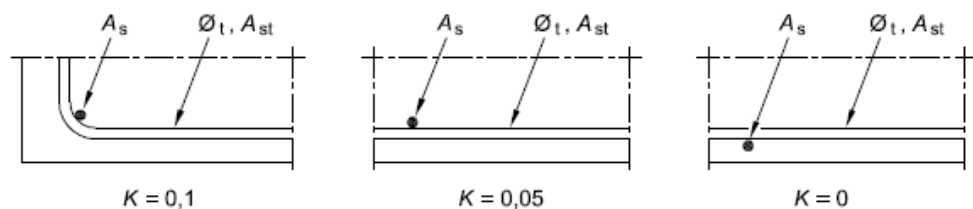
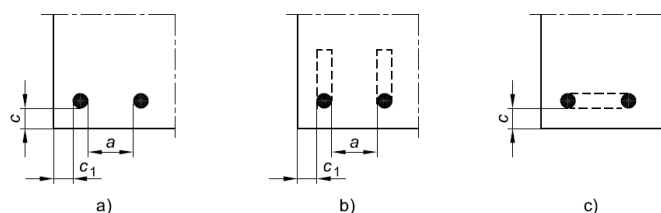


figura 8.3 Valori di c_d per travi e piastre

Legenda

- a) Barre diritte
 $c_d = \min (a/2, c_1, c)$
- b) Barre piegate o uncini
 $c_d = \min (a/2, c_1)$
- c) Forcelle
 $c_d = c$



7.5.2 Calcolo del copriferro

Il copriferro nominale, definito come distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) e la superficie del calcestruzzo, è calcolato come segue, in accordo al §4.4.1 dell'EC2.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Essendo:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm}\} \quad \text{copriferro minimo}$$

Δc_{dev} margine per tener conto degli scostamenti (valore raccomandato = 10 mm)

$c_{min,b}$ copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza

$c_{min,dur}$ copriferro minimo ai fini della durabilità, derivante dalle condizioni ambientali

$\Delta c_{dur,\gamma}$ margine di sicurezza

$\Delta c_{dur,st}$ riduzione del copriferro minimo per impiego di acciai inossidabili

$\Delta c_{dur,add}$ riduzione del copriferro minimo per impiego di protezioni aggiuntive

7.5.2.1 Copriferro minimo $c_{min,b}$ dovuto al requisito di aderenza

Per garantire la trasmissione efficace delle forze di aderenza tra acciaio e calcestruzzo, il prospetto 4.2 dell'EC2 definisce per $c_{min,b}$ i seguenti valori minimi tabellati.

prospetto 4.2 Copriferro minimo, $c_{min,b}$, richiesto con riferimento all'aderenza

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}$ *)
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di aumentare $c_{min,b}$ di 5 mm.	

Nota I valori di $c_{min,b}$ per guaine circolari e rettangolari di armature post-tese aderenti e per armature da precompressione pre-tese da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per guaine da precompressione per post-tensione sono:

- guaine di sezione circolare: diametro della guaina stessa;
- guaine di sezione rettangolare: la dimensione più piccola o la metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore.

Non vi sono requisiti per copriferro di guaine circolari o rettangolari maggiore di 80 mm.

I valori raccomandati per armature pre-tese sono:

- $1,5 \times$ il diametro del trefolo o del filo liscio;
- $2,5 \times$ il diametro del filo indentato.

In previsione di evitare l'impiego di barre d'armatura raggruppate e di diametro superiore ai 30 mm si ottiene: $c_{min,b} = 30 \text{ mm}$.

7.5.2.2 Copriferro minimo $c_{min,dur}$ ai fini della durabilità

Nota La classificazione strutturale e i valori di $c_{min,dur}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. La Classe Strutturale raccomandata (vita utile di progetto di 50 anni) è S4 per le resistenze indicative del calcestruzzo date nell'appendice E e le modifiche raccomandate alle classi strutturali sono date nel prospetto 4.3N. La Classe Strutturale minima raccomandata è S1.

I valori raccomandati di $c_{min,dur}$ sono dati nel prospetto 4.4N (acciai da armatura ordinaria) e nel prospetto 4.5N (acciai da precompressione).

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

prospetto 4.5N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

OPERE CIVILI PUNTUALI

DEPOSITO - PROGETTO STRUTTURALE

Edificio n. 2 Lavaggio– Relazione di calcolo opere strutturali

- (6) Si raccomanda che il copriferro sia aumentato di un margine di sicurezza aggiuntivo $\Delta c_{dur,\gamma}$.
- Nota Il valore di $\Delta c_{dur,\gamma}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0 mm.
- (7) Nel caso si utilizzi acciaio inossidabile o siano prese misure particolari, il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{dur,st}$. In tali situazioni si raccomanda di considerare gli effetti sulle proprietà rilevanti del materiale, ivi inclusa l'aderenza.
- Nota Il valore di $\Delta c_{dur,st}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm.
- (8) Per calcestruzzo con protezioni aggiuntive (per esempio rivestimento) il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{dur,add}$.
- Nota Il valore di $\Delta c_{dur,add}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm.

Tenuto conto dei materiali adottati e delle condizioni ambientali, operando la classificazione sulla base dei requisiti imposti alle strutture si ottiene in accordo all'EC2 la Classe Strutturale per ciascun elemento.

Non si considerano ulteriori margini e riduzioni del copriferro minimo di durabilità, assumendo i valori raccomandati da normativa $\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$ mm.

Pertanto gli spessori di copriferro ai fini della durabilità risultano:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Riduz. per classe di resistenza	Riduz. per influenza posa	Riduz. per controllo speciale cls	Classe Strutturale	$c_{min,dur}$ [mm]
Fondazioni	XA1	-	-	-	S4	000
Elevazioni in opera	XC3	-	-	-	S4	25
Prefabbricati in c.a.	XC3	C45/55 (-1)	-	-1	S4	30
Prefabbricati in c.a.p.	XC3	C45/55 (-1)	-	-1	S4	30

7.5.2.3 Copriferro nominale c_{nom}

I valori minimi di copriferro fin qui calcolati vanno incrementati di una tolleranza di posa assunta pari a $\Delta c_{dev} = 10$ mm, ottenendo:

Elemento strutturale	$c_{min,b}$ [mm]	$c_{min,dur}$ [mm]	$\Delta c_{dur,y}$ [mm]	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]	$\Delta c_{dur,add}$ [mm]	Δc_{dev} [mm]	c_{nom} [mm]
Fondazioni	24	-	0	0	0	10	50
Elevazioni in opera	30	25	0	0	0	10	35
Prefabbricati in c.a.	30	30	0	0	0	10	40
Prefabbricati in c.a.p.	30	30	0	0	0	10	40

Quali valori di progetto per il copriferro nominale si assumono pertanto:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Classe di resistenza	$c_{nom,d}$ [mm]
Fondazioni	XA1	C30/37	50
Elevazioni in opera	XC3	C32/40	40
Prefabbricati in c.a.	XC3	C45/55	40
Prefabbricati in c.a.p.	XC3	C45/55	40

8 RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE

Con riferimento al D.M. 16 febbraio 2007, metodo tabellare, risulta quanto segue.

8.1 ELEMENTI PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO E PRECOMPRESSO

Per gli elementi prefabbricati, il fornitore dovrà garantire che gli stessi abbiano forma, ricoprimento dei trefoli ed eventuale armatura aggiuntiva tali da ottenere una classe di resistenza al fuoco almeno pari a R120, in accordo alla norma UNI EN 1992-1-2.

Si prescrive pertanto l'impiego di elementi prefabbricati certificati almeno R120.

9 PARAMETRI SISMICI

9.1 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Tipo di costruzione	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	$V_N =$	50 anni
Classe d'uso	III	$C_U =$	1.5
Periodo di riferimento	$V_R = V_N \cdot C_U =$	$V_R =$	75 anni

9.2 PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO

L'Ordinanza del PCM n.3519/2006 suddivide il territorio nazionale in 4 zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo rigido o pianeggiante con probabilità del 10% di essere superata in 50 anni. Nella fattispecie il sito ricade in:

Coordinate topografiche del sito: LONG. 11.152 LAT. 43.825

Zona sismica	Descrizione	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]	Accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme tecniche) [a_g]	Numero di comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Pericolosità sismica alta	$0.25 < a_g \leq 0.35$ g	0.35 g	740
2	Pericolosità sismica medio-alta	$0.15 < a_g \leq 0.25$ g	0.25 g	2,367
3	Pericolosità sismica medio-bassa	$0.05 < a_g \leq 0.15$ g	0.15 g	3,014
4	Pericolosità sismica bassa	$a_g \leq 0.05$ g	0.05 g	1,788

(*): I territori di alcuni comuni ricadono in zone sismiche diverse

AZIONE SISMICA

Per ciascuno SL e relativa probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , si ricava:

Periodo di ritorno T_R del sisma	T_R	$T_R = - V_R / \ln(1-P_{VR})$
Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	da Allegati A e B al D.M. 14 gennaio 2008
Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	da Allegati A e B al D.M. 14 gennaio 2008
Valore per determinare il periodo T_c	T^*_c	da Allegati A e B al D.M. 14 gennaio 2008

Tab. 3.2.1 – Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R in funzione dello stato limite considerato

Stati limite		P_{VR}	T_R [anni]	a_g	F_0	T^*_c
Stati Limite di esercizio	SLO	81%	45	0.053 g	2.58300	0.262 s
	SLD	63%	75	0.063 g	2.60800	0.275 s
Stati Limite ultimi	SLV	10%	712	0.148 g	2.33800	0.304 s
	SLC	5%	1462	0.186 g	2.39700	0.311 s

9.2.1 Amplificazione stratigrafica e topografica

Sulla scorta dei contenuti delle relazioni geologiche e geotecniche, si assume:

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	Categoria di sottosuolo	C
	Categoria topografica	T1

9.3 SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE

9.3.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione per componenti orizzontali $Sa_{e,H}$

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Coefficiente C_c funzione della categoria di sottosuolo

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Coefficiente di amplificazione topografica

Coefficiente di amplificazione locale al sito

$Sa_{e,H}$

$C_c = 1.82$

$S_s = 1.50$

$S_T = 1.00$

$S = S_s \cdot S_T = 1.50$

Fattore di smorzamento

$\xi = 5.0\%$

Fattore di correzione per $\xi \neq 5\%$

$\eta = 1$

$T_B = T_c / 3 =$

$T_c = C_c \cdot T^*_c =$

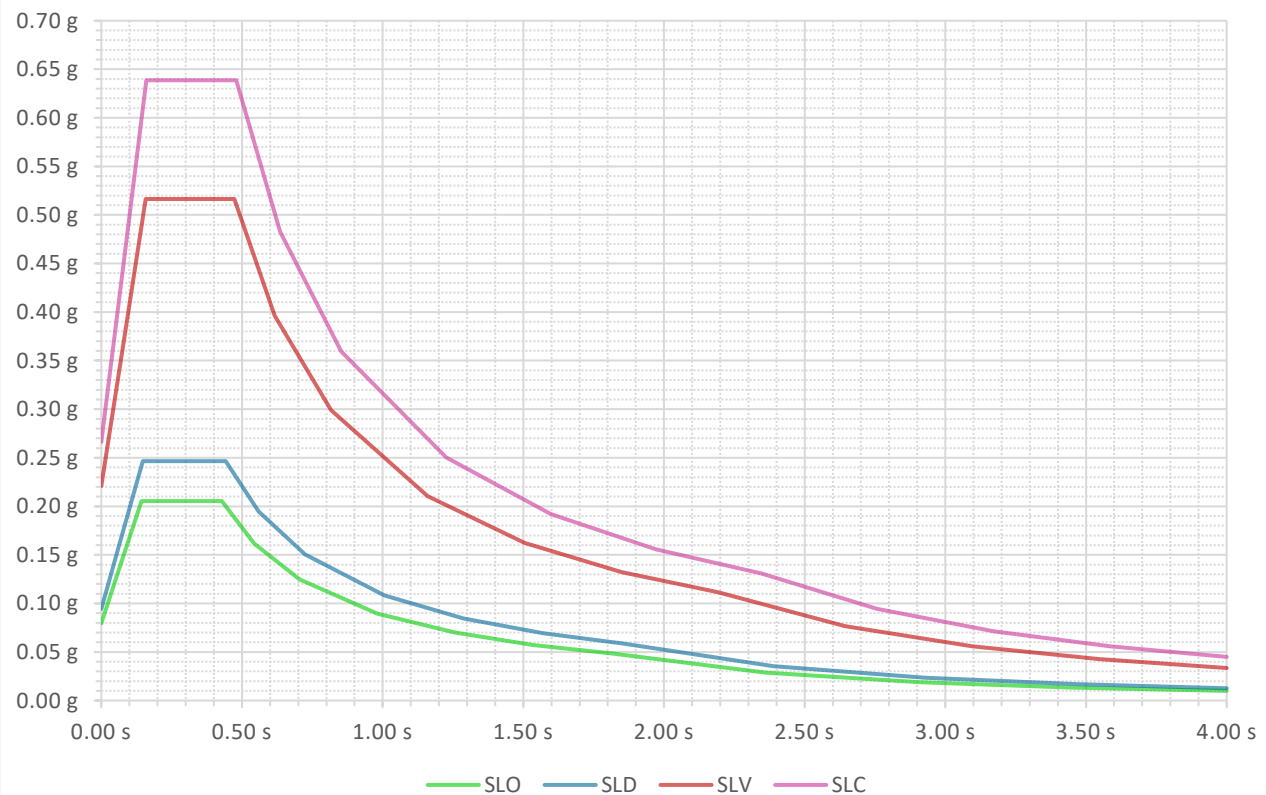
$T_D = 4 \cdot a_g / g + 1.6 =$

Accelerazione massima attesa al sito

$Sa_{max} =$

	SLO	SLD	SLV	SLC
$T_B =$	0.143 s	0.147 s	0.158 s	0.160 s
$T_c =$	0.428 s	0.442 s	0.473 s	0.480 s
$T_D =$	1.812 s	1.852 s	2.192 s	2.344 s
$a_{max} = a_g \cdot S =$	0.031 g	0.080 g	0.095 g	0.221 g
$a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 =$	0.205 g	0.246 g	0.516 g	0.639 g

Spettri di risposta elastici componente orizzontale, S_e



9.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale $S_{a_{e,V}}$

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

$S_{a_{e,V}}$

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_{S,V} = 1.00$

Coefficiente di amplificazione topografica

$S_T = 1.00$

Coefficiente di amplificazione locale al sito

$S_V = S_{S,V} \cdot S_T = 1.00$

$T_{B,V} = 0.050 \text{ s}$

$T_{C,V} = 0.150 \text{ s}$

$T_{D,V} = 1.000 \text{ s}$

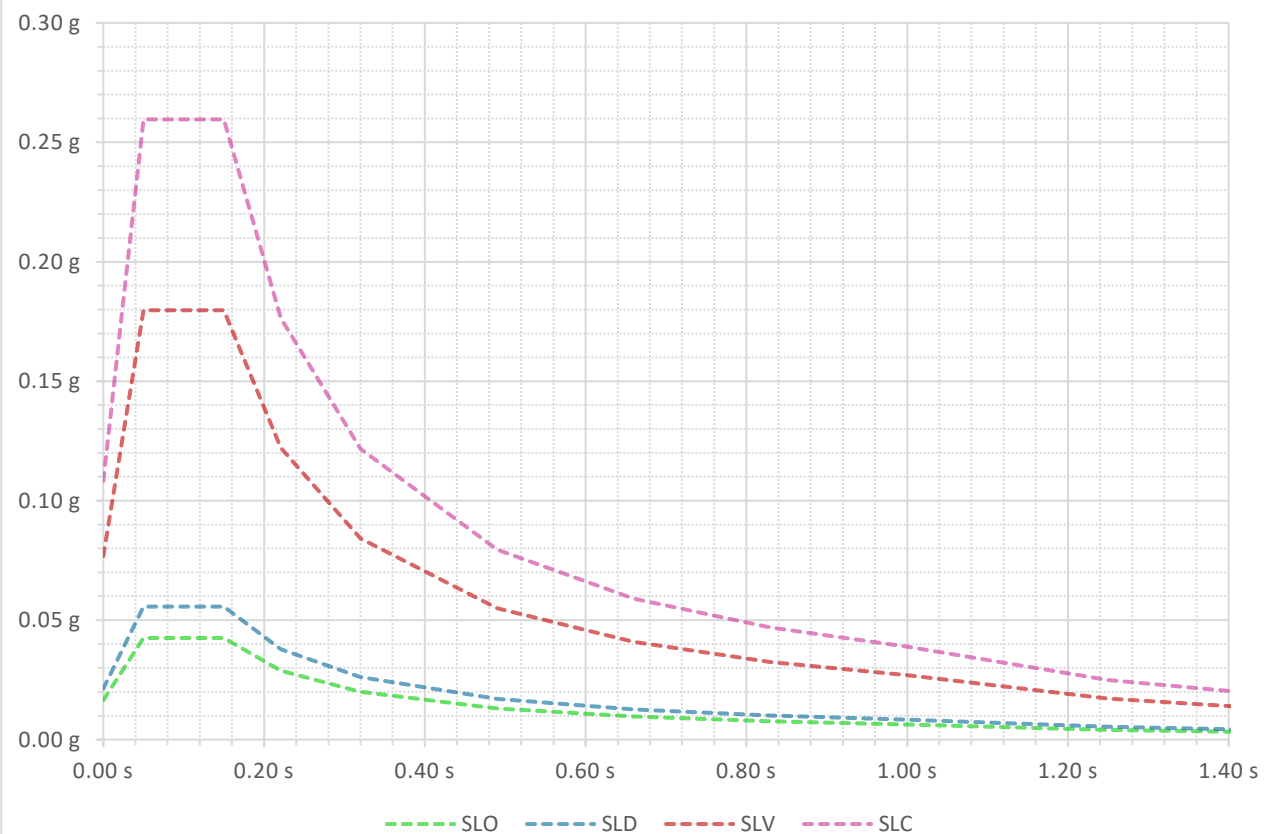
Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale

$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0.5} =$

$S_{a,max} =$

	SLO	SLD	SLV	SLC
	0.803	0.884	1.214	1.396
	0.043 g	0.056 g	0.180 g	0.260 g

Spettri di risposta elastici componente verticale, $S_{e,V}$



9.4 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

9.4.1 Definizione del fattore di comportamento q

Secondo il §7.3.1 delle NTC2018, il limite superiore del fattore di struttura allo SLV per ciascuna direzione dell'azione sismica può essere calcolato tramite l'espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

Con:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura (Tab. 7.3.II) che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 (Tab. 7.2.I) tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Inoltre per costruzioni in cui siano presenti pareti di calcestruzzo armato, per prevenirne il collasso fragile, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore K_W , con:

$$K_W = \begin{cases} 1.00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0.50 \leq \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1.00 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezza totale (dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1, fino alla sommità) e lunghezza delle pareti; nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo, come altezza, la somma delle altezze delle singole pareti, come lunghezza, la somma delle lunghezze.

Per strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta peraltro un fattore di comportamento q_{ND} ridotto rispetto al valore relativo alla CD "B" secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CDB} \leq 1.5$$

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE	Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
	Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLO	$q = 1$	$q = 1$		
SLD	$q \leq 1.5$	$q \leq 1.5$	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
SLV	$q \geq 1.5$	$q \leq 1.5$		
SLC	-	-		

TRANVIA DI FIRENZE – LINEA 4.2 – LE PIAGGE-CAMPI BISENZIO
PROGETTO DEFINITIVO

OPERE CIVILI PUNTUALI

DEPOSITO - PROGETTO STRUTTURALE

Edificio n. 2 Lavaggio– Relazione di calcolo opere strutturali

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§§ 7.4.3.1 e 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$	3.0
Strutture deformabili torsionalmente	3.0	2.0
Strutture a pendolo inverso	2.0	1.5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano	3.5	2.5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$	3.0
Strutture monolitiche a cella	3.0	2.0
Strutture con pilastri incastri e orizzontamenti incernierati	3.5	2.5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5.0 \alpha_u / \alpha_1$	4.0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4.0	4.0
Strutture con controventi concentrici a V	2.5	2.0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2.0 \alpha_u / \alpha_1$	2.0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$	4.0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2.0	2.0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio chiodati con diaframmi incollati, collegati con chiodi, viti e bulloni	3.0	2.0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3.0	2.0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4.0	2.5
Pannelli di parete a telaio chiodati con diaframmi chiodati, collegati con chiodi, viti e bulloni.	5.0	3.0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni	-	2.5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti	-	2.5
Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti	-	2.5
Strutture isostatiche, compresi portali con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre strutture	-	1.5
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria	$1.75 \alpha_u / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata	$2.5 \alpha_u / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata	$2.0 \alpha_u / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$	
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3.5λ	1.5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2.1λ	1.2
Pile in acciaio		
Pile verticali inflesse	3.5	1.5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2.0	1.2
Pile con controventi concentrici	2.5	1.5
Pile con controventi eccentrici	3.5	-
Spalle		
In genere	1.5	1.5

TRANVIA DI FIRENZE – LINEA 4.2 – LE PIAGGE-CAMPI BISENZIO
PROGETTO DEFINITIVO

OPERE CIVILI PUNTUALI

DEPOSITO - PROGETTO STRUTTURALE

Edificio n. 2 Lavaggio– Relazione di calcolo opere strutturali

Se si muovono col terreno	1.0	1.0
---------------------------	-----	-----

Tab. 7.2.I - Fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD "A"	CD "B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1.20	1.10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1.30	1.30
		Taglio [7.4.5]	1.30	1.10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1.20	1.10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1.20	-
C.a.p. a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1.20	1.20
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1.35	1.20
C.a.p. con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1.35	1.20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1.30	1.30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1.30	1.30
Legno	Collegamenti		1.60	1.30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1.50	1.50
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

Con riferimento alle tabelle precedenti estratte dalle NTC 2018, si definiscono nel seguito i fattori q impiegati per il caso in oggetto nel calcolo dell'azione sismica di progetto.

CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

COMPORTAMENTO STRUTTURALE

non dissipativo

CLASSE DI DUTTILITÀ

ND

Costruzione

C.A. Prefabbricata

Tipologia strutturale

Strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati

Regolare in pianta

SI

Regolare in altezza

SI

tabellare di calcolo

$(\alpha_u/\alpha_1)_{\max} =$

-

$K_R =$

1.00

per strutture a telaio e miste eq. a telai

$k_w = 1$

		CD "A"	CD "B"	ND
Valore base del fattore di comportamento allo SLV	valori da Tab. 7.3.II:	$q_0 =$	3.50	2.50
	assunto:	3.50	2.50	

TRANVIA DI FIRENZE – LINEA 4.2 – LE PIAGGE-CAMPI BISENZIO
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE CIVILI PUNTUALI
DEPOSITO - PROGETTO STRUTTURALE
Edificio n. 2 Lavaggio– Relazione di calcolo opere strutturali

Limite superiore del fattore di comportamento allo SLV

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R =$$

3.50

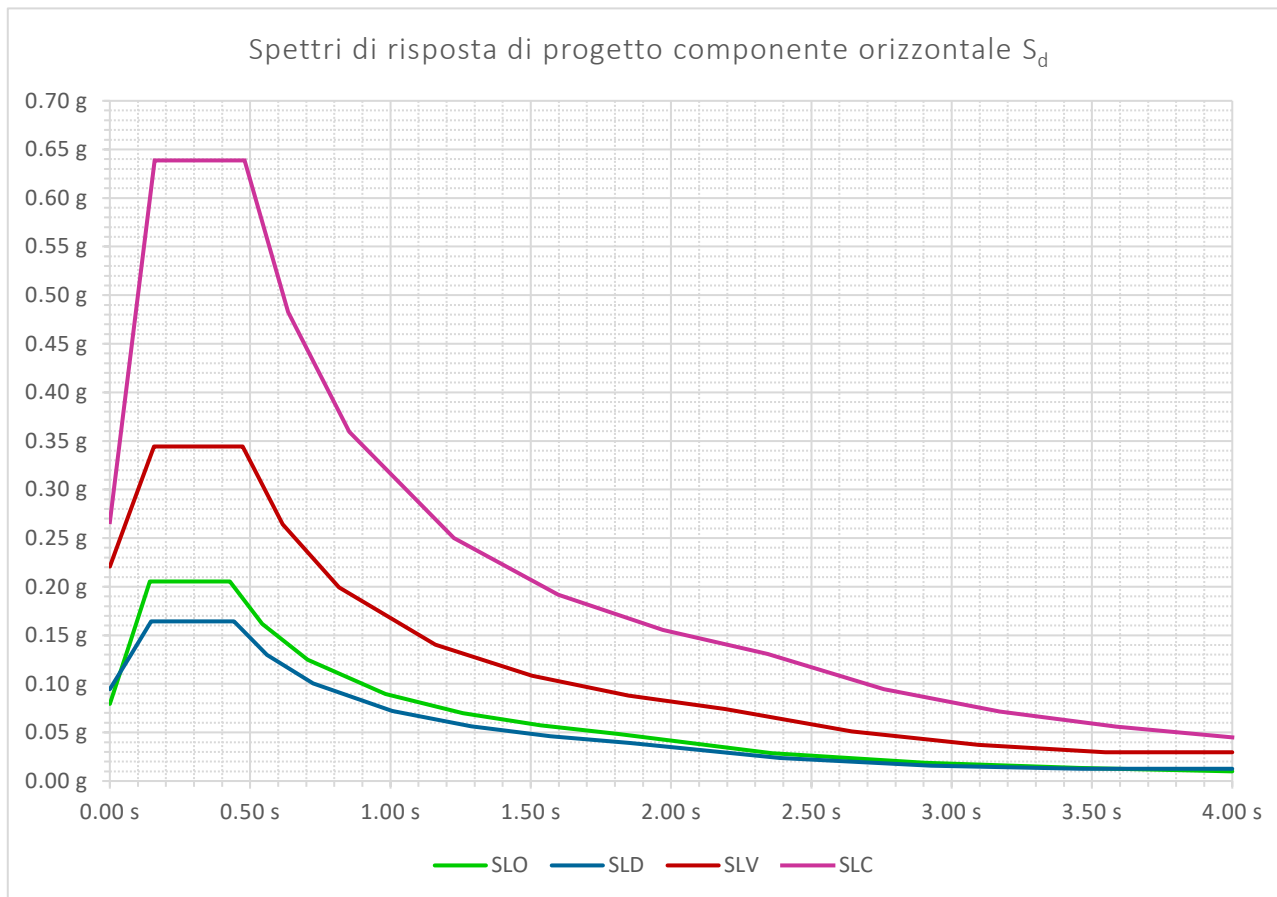
2.50

1.5

In definitiva, si adotta un fattore di comportamento non dissipativo uniforme pari a:

$q_{ND} = 1.5$ per componente sismica orizzontale agli SLD e SLV

9.4.2 Spettri di risposta di progetto



9.5 RISPOSTA SISMICA DELL'EDIFICIO

9.5.1 Modi di vibrare, masse partecipanti e coefficienti di partecipazione

Totale massa ai nodi, stimata dal software di calcolo, pari a: 37324.20 kg

Simbologia

Fx =Coefficiente di partecipazione in dir. X

Fy =Coefficiente di partecipazione in dir. Y

Fz =Coefficiente di partecipazione in dir. Z

%Jpz =Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z

%Mx =Percentuale massa partecipante in dir. X

%My =Percentuale massa partecipante in dir. Y

%Mz =Percentuale massa partecipante in dir. Z

C =* indica che il modo è stato considerato

Diff. =Minima differenza percentuale dagli altri periodi

Modo =Numero del modo di vibrare

T =Periodo

Modo	C	T	Diff.	Fx	Fy	Fz	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
1	*	0.40	9.37	-0.00	61.09	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00
2	*	0.37	9.37	-61.09	-0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00
3	*	0.25	49.83	-0.00	-0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
Tot.cons.							100.00	100.00	0.00	100.00

10 PARAMETRI GEOTECNICI

In accordo al rinterro del terreno che verrà effettuato nella zona del deposito si considera un Modulo di Deformazione almeno pari a $M_d \geq 10$ MPa garantito omogeneo sul piano di posa dell'armamento mediante prove di carico a doppio ciclo con piastra circolare secondo la Norma CNR BU N. 146 del 14 Dicembre 1992.

10.1.1 Calcolo coefficiente di reazione del sottofondo (o di Winkler)

Considerando quanto sopra risulta

$$M_d = (\Delta p / \Delta s) \cdot D$$

dove:

- Δp è l'incremento di carico trasmesso dalla piastra alla terra (MPa)
- Δs è il corrispondente incremento di cedimento (mm)
- D è il diametro della piastra (300 mm)

Si ottiene pertanto

$$K_w = \frac{\Delta p}{\Delta s} = \frac{M_d}{D} \geq \frac{10 \text{ MPa}}{300 \text{ mm}} = 0.03 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} = 3 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^3}$$

Inoltre, con riferimento al paragrafo 6.2.2 delle NTC2018, considerato che l'intervento interessa gli strati più superficiali del terreno, riconducibile alla tipologia di terreno di riporto, i parametri geotecnici si assumono cautelativamente pari a:

- Angolo di attrito $\phi = 30^\circ$
- Peso volumico $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Coesione $c = 0$

11 ANALISI DEI CARICHI

11.1 CARICHI PERMANENTI

La quota parte di carico permanente dovuta al peso proprio degli elementi strutturali è considerata automaticamente dal software di calcolo in funzione della geometria e della massa volumica dei materiali, assunta pari a:

- $\gamma_c = 2500 \text{ daN/m}^3$ per il calcestruzzo armato;
- $\gamma_s = 7850 \text{ daN/m}^3$ per l'acciaio.

11.2 CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE (*)

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni e nella Circolare esplicativa. Il carico agente in copertura è valutato secondo l'espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s è il valore del carico da neve sulla copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale e si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

11.2.1 Valore caratteristico del carico neve al suolo q_{sk}

Il carico neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima ed esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Il suo valore è stato calcolato secondo le indicazioni delle NTC, considerando i seguenti parametri:

- Zona di carico da neve al suolo: Zona II
- Quota s.l.m.: 38 m

Da cui: $q_{sk} = 100 \text{ daN/m}^2$

11.2.2 Coefficienti termico C_t e di esposizione C_E del sito

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Il relativo valore viene desunto dalla Tab. 3.4.I assumendo una:

- Classe di esposizione: Normale

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

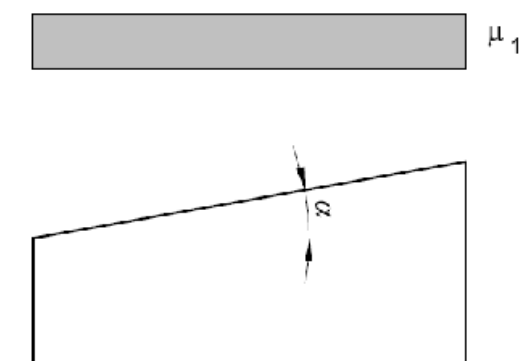
Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura e viene cautelativamente assunto unitario. Risulta pertanto:

- Coefficiente di esposizione $C_E = 1.0$
- Coefficiente termico $C_t = 1.0$

11.2.3 Carico da neve q_s agente sulle coperture

Per la stima del coefficiente di forma delle coperture, al fine di considerare l'incidenza di eventuali accumuli in corrispondenza dei compluvi, si classifica la costruzione come:

Copertura ad una falda con - angolo d'inclinazione della falda: $\alpha = 1^\circ$
barriera o parapetto:



Da cui si ottiene:

- Coefficiente di forma della copertura $\mu_1(\alpha_1) = 0.80$
- Carico neve agente $q_{ss} = 80 \text{ daN/m}^2$

Cautelativamente si considera il seguente carico uniformemente distribuito:

- Per le coperture piane $q_s = 85 \text{ daN/m}^2$

11.3 CALCOLO DELLE AZIONI DEL VENTO

Si riepilogano di seguito i valori utilizzati come azione del vento sui tamponamenti.

Vento X

Calcolo delle azioni del vento

Normativa di riferimento: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Zona di ubicazione dell'edificio: 3 - Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la Provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno: B - Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva (tab. 3.3.III)

Categoria di esposizione del sito: IV

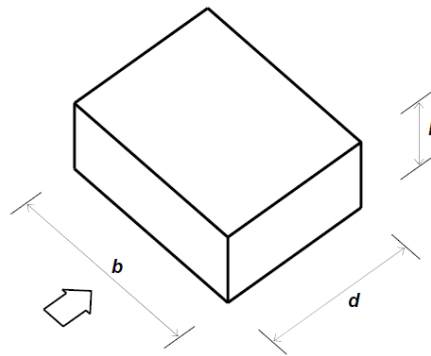
Parametri derivati (tab. 3.3.I):

$V_{b,0}$ (velocità base di riferimento al livello del mare): 27.00 <m/sec>
 a_0 : 500.00 <m>
 K_s : 0.37

Parametri derivati (tab. 3.3.II):

K_r : 0.22
 z_0 : 0.30 <m>
 z_{min} : 8.00 <m>

Classificazione della costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee - Pareti verticali (C3.3.8.1.1)



a_s (altitudine sul livello del mare): 38.00 <m>
 T_r (tempo di ritorno): 50 anni
 V_b (velocità base di riferimento [3.3.1]): 27.00 <m/sec>
 c_a (coefficiente di altitudine [3.3.1.b]): 1.00
 V_r (velocità di riferimento [3.3.2]): 27.00 <m/sec>
 c_r (coefficiente di ritorno [3.3.3]): 1.00
 c_t (coefficiente topografico): 1.00
 q_r (pressione cinetica di riferimento): 45.56 <daN/mq>
 c_e (coefficiente di esposizione): 1.63
 c_d (coefficiente dinamico): 1.00
 h (altezza dell'edificio): 4.20 <m>
 b (dimensione in pianta ortogonale al flusso): 4.00 <m>
 d (profondità dell'edificio): 12.45 <m>

Coefficienti di pressione C_{pe} :

sopravento: 0.73
laterale: -0.77
sottovento: -0.37

Pressioni esterne:

sopravento fino a quota 4.00 <m>: 54.63 <daN/mq>

OPERE CIVILI PUNTUALI

DEPOSITO - PROGETTO STRUTTURALE

Edificio n. 2 Lavaggio– Relazione di calcolo opere strutturali

sopravento oltre la quota 4.00 <m>: 54.63 <daN/mq>
laterale: -57.32 <daN/mq>
sottovento: -27.36 <daN/mq>

Criteri di valutazione del C_{pi} (C3.3.8.5) riferiti a edifici aventi: Area con distribuzione uniforme di aperture

Coefficiente di pressione C_{pi} :

positivo: 0.20
negativo: -0.30

Pressioni interna:

positiva: 14.89 <daN/mq>
negativa: -22.34 <daN/mq>

Pressioni massimizzate (esterne+interne):

sopravento fino a quota 4.00 <m>: 76.97 <daN/mq>
sopravento oltre la quota 4.00 <m>: 76.97 <daN/mq>
laterale: -72.22 <daN/mq>
sottovento: -42.25 <daN/mq>

Vento Y

Calcolo delle azioni del vento

Normativa di riferimento: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Zona di ubicazione dell'edificio: 3 - Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la Provincia di Reggio Calabria)

Classe di rugosità del terreno: B - Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva (tab. 3.3.III)

Categoria di esposizione del sito: IV

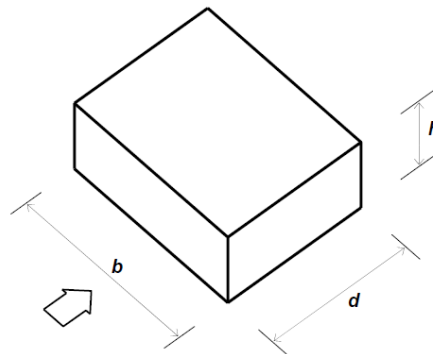
Parametri derivati (tab. 3.3.I):

$V_{b,0}$ (velocità base di riferimento al livello del mare): 27.00 <m/sec>
 a_0 : 500.00 <m>
 K_s : 0.37

Parametri derivati (tab. 3.3.II):

K_r : 0.22
 z_0 : 0.30 <m>
 z_{min} : 8.00 <m>

Classificazione della costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee - Pareti verticali (C3.3.8.1.1)



a_s (altitudine sul livello del mare): 38.00 <m>
 T_r (tempo di ritorno): 50 anni
 V_b (velocità base di riferimento [3.3.1]): 27.00 <m/sec>
 c_a (coefficiente di altitudine [3.3.1.b]): 1.00
 V_r (velocità di riferimento [3.3.2]): 27.00 <m/sec>

c_r (coefficiente di ritorno [3.3.3]): 1.00
 c_t (coefficiente topografico): 1.00
 q_r (pressione cinetica di riferimento): 45.56 <daN/mq>
 c_e (coefficiente di esposizione): 1.63
 c_d (coefficiente dinamico): 1.00
 h (altezza dell'edificio): 4.20 <m>
 b (dimensione in pianta ortogonale al flusso): 12.45 <m>
 d (profondità dell'edificio): 4.00 <m>

Coefficienti di pressione C_{pe} :
sopravento: 0.80
laterale: -0.90
sottovento: -0.50

Pressioni esterne:
sopravento: 59.57 <daN/mq>
laterale: -67.01 <daN/mq>
sottovento: -37.42 <daN/mq>

Criteri di valutazione del C_{pi} (C3.3.8.5) riferiti a edifici aventi: Area con distribuzione uniforme di aperture

Coefficiente di pressione C_{pi} :
positivo: 0.20
negativo: -0.30

Pressioni interna:
positiva: 14.89 <daN/mq>
negativa: -22.34 <daN/mq>

Pressioni massimizzate (esterne+interne):
sopravento: 81.90 <daN/mq>
laterale: -81.90 <daN/mq>
sottovento: -52.31 <daN/mq>

11.4 RIEPILOGO CARICHI TOTALI AGENTI SUGLI IMPALCATI

Nella tabella seguente si riportano i valori caratteristici relativi ai carichi agenti sugli impalcati.

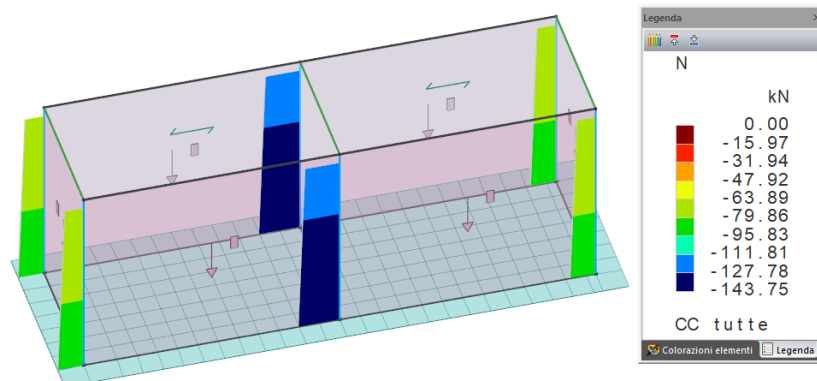
Solaio copertura base		
	s [m]	p [daN/m ²]
Solaio alveolare sp. 25+5 cm	0.30	425
Membrane impermeabilizzante 3 strati sp. 1,5 cm	0.015	20
Isolante in schiuma tipo Stiferite sp. 12 cm	0.12	5
Barriera vapore in bitume sp. 8 mm	0.008	10
Cls di argilla espansa sottofondi sp. 7 cm	0.07	105
Pannello in lana di roccia sp. 2 cm	0.02	10
Controsoffitto + impianti appesi		50
Sovr. Perm. Strutturale		425
Sovr. Perm. Non Strutturale		200
Sovraccarico Neve		85
Sovraccarico Manutenzione - Cat. H		50
Carico Totale		1115

Carichi platea esterna		
	s [m]	p [daN/m ²]

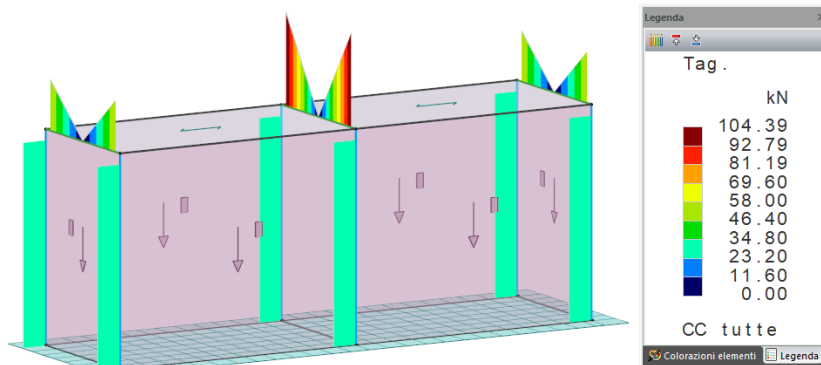
Platea sp. 35 cm	0.35	875
Peso proprio tramvia 44 ton	-	12.5
Peso proprio macchinario 2 ton	-	-
Sovr. Perm. Strutturale		-
Sovr. Perm. Non Strutturale		46 ton
Sovraccarico Neve		85
Sovraccarico Manutenzione - Cat. H		50

12 AZIONI SOLLECITANTI

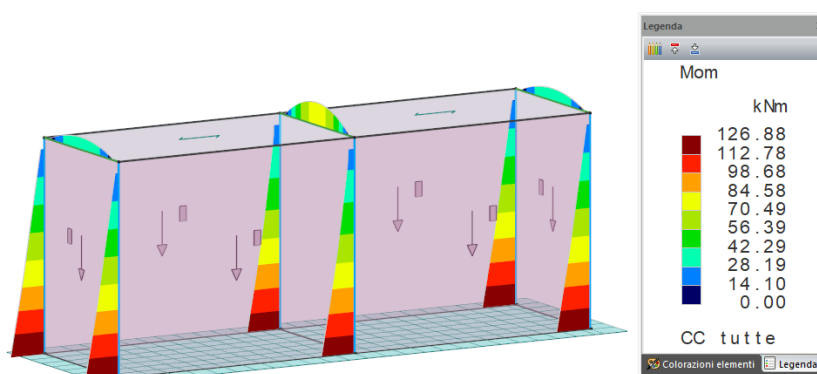
12.1 DIAGRAMMA AZIONI INVILUPPO



AZIONE ASSIALE N [kN]



TAGLIO SOLLECITANTE F [kN]



MOMENTO FLETTENTE M [kNm]

13 VERIFICHE

13.1 VERIFICA ELEMENTI PREFABBRICATI

Si riporta, in coda al seguente elaborato, la verifica degli elementi prefabbricati quali solai alveolari e travi in c.a.p.

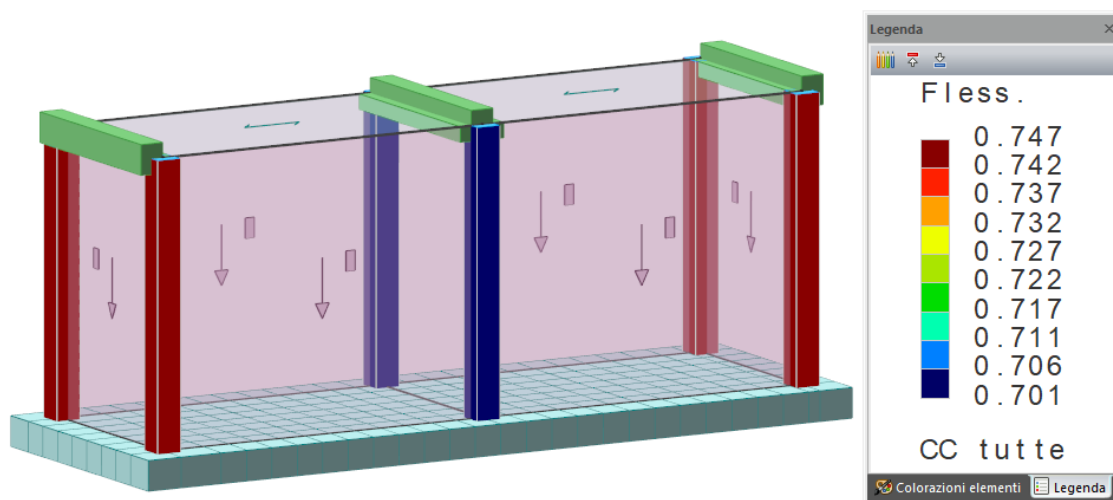
Le indicazioni commerciali indicate nei documenti ed elaborati di progetto sono da intendersi come dichiarazione di caratteristiche tecniche e come tali non sono vincolanti.

Sono state definite tali tipologie al solo scopo di sviluppo dei calcoli di progetto, al fine di garantire il rispetto e la verifica delle prescrizioni tecniche applicabili all'impianto in oggetto.

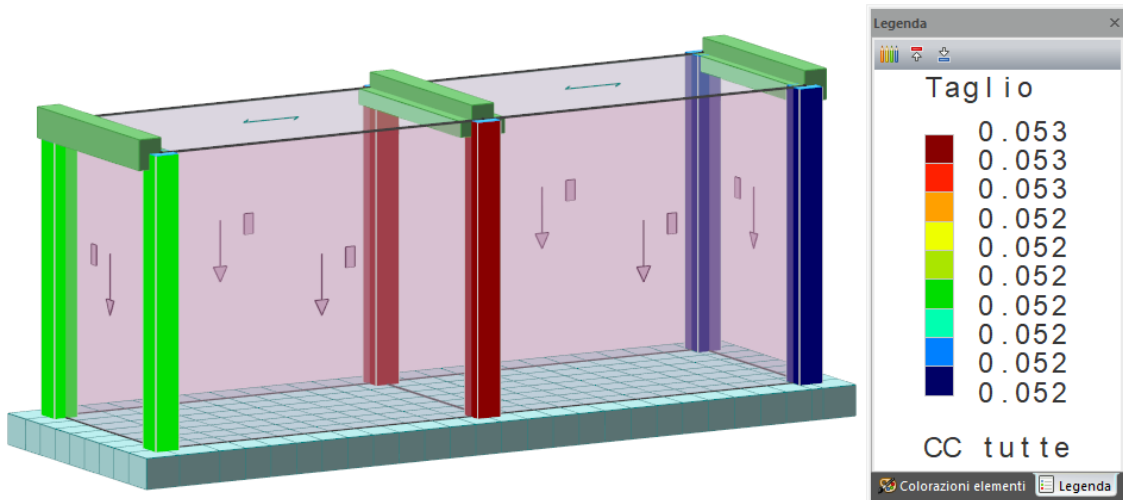
13.2 VERIFICA PILASTRI IN C.A.P.

13.2.1 Verifica di resistenza e stabilità

Per rapida consultazione dell'esito delle verifiche condotte, si riportano i tassi di sfruttamento e in forma estesa le sole verifiche dell'elemento più sollecitato.



TASSI DI SFRUTTAMENTO A PRESSOFLESSIONE – TUTTE LE COMBINAZIONI



TASSI DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO E TORSIONE – TUTTE LE COMBINAZIONI

13.2.2 Verifica pilastro più sollecitato

Pilastrata n. 1

Nodi: 1 101

Simbologia

Δ_{sm}	=Distanza media tra le fessure
Φ_{eq}	=Diametro equivalente delle barre
α	=Angolo asse neutro a rottura
ϵ_Y	=Deformazione nell'acciaio (*1000)
ϵ_{sm}	=Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
$\mu\Phi$	=Valore di progetto della duttilità di curvatura
σ_c	=Tensione nel calcestruzzo
σ_f	=Tensione nel ferro
σ_s	=Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$A_{c\ eff}$	=Area di calcestruzzo efficace
A_s	=Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A_{fC}	=Area di ferro compressa
A_{fT}	=Area di ferro tesa
A_{s1}	=Area di ferro superiore delle travi incidenti sulla faccia
A_{s2}	=Area di ferro inferiore delle travi incidenti sulla faccia
A_{sh}	=Area totale della sezione della staffa
B	=Base
B_j	=Larghezza effettiva utile del nodo
Br_Y	=Numero bracci in dir. Y locale
Br_Z	=Numero bracci in dir. Z locale
$Br.$	=Numero bracci
CC	=Combinazione delle condizioni di carico elementari e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione α = amplificazione per gerarchia delle resistenze TG = taglio da gerarchia delle resistenze
C_f	=Copriferro
Cl_s	=Tipo di calcestruzzo
$Conf.$	=Nodo confinato S = Sì N = No
El	=Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
F	=Identificativo faccia del nodo Y+ = Faccia sul lato positivo Y locale pilastro Z+ = Faccia sul lato positivo Z locale pilastro Y- = Faccia sul lato negativo Y locale pilastro Z- = Faccia sul lato negativo Z locale pilastro
F_{cd}	=Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
F_{ck}	=Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
F_{ctd}	=Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

Fctk	=Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fyd	=Resistenza di calcolo dell'acciaio
Fyk	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
H	=Altezza
Hjc	=Distanza tra armature pilastro
Hjw	=Distanza tra armature trave
K ₂	=Coefficiente per distribuzione deformazioni
M	=Momento flettente
M'ydy	=Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
M'ydz	=Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Z
MRd	=Momento resistente allo stato limite ultimo
MRdy	=Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
MRdz	=Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
Mod.	=Modalità di verifica faccia
	I = Interna
	E = Esterna
My	=Momento flettente intorno all'asse Y
My ver.	=Momento flettente di verifica intorno all'asse Y
Mz	=Momento flettente intorno all'asse Z
Mz ver.	=Momento flettente di verifica intorno all'asse Z
N	=Sforzo normale
Nodo	=Numero del nodo
Nu	=Sforzo normale ultimo
Sez.	=Numero della sezione
Sic.	=Sicurezza
Staff.	=Staffatura adottata
TCC	=Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLO = Stato limite di operatività
	SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
Tipo	=Tipo sezione
	L = Sezione a L
	Ldx = L destra
	R = Rettangolare
	T = Sezione a T
Tp	=Tipo di acciaio
VRcd,y	=Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Y
VRcd,z	=Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Z
VRsd,y	=Taglio ultimo lato armatura in dir. Y
VRsd,z	=Taglio ultimo lato armatura in dir. Z
Vrd,y	=Taglio resistente in dir. Y
Vrd,z	=Taglio resistente in dir. Z
Vsdu,y	=Taglio agente in dir. Y
Vsdu,z	=Taglio agente in dir. Z
Wk	=Ampiezza caratteristica delle fessure
X	=Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
X0	=Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1	=Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Xg	=Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
bw,y	=Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Y
bw,z	=Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Z
c	=Ricoprimento dell'armatura
ctgθ,y	=Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Y
ctgθ,z	=Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Z
d,y	=Altezza utile per resistenza al taglio in dir. Y
d,z	=Altezza utile per resistenza al taglio in dir. Z
s	=Distanza massima tra le barre

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
1R		40.00	40.00	4.00	C45/55	456.50	27.47	258.68	18.31	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	α <grad>	ε _y	Sic.
0.00	87	SLU	1	1	0.00	-8918.21	1176.67	1176.67	-4357.38	-4357.38	-8918.21	6887.98	-23978.00	284.06	7.70	5.527
0.00	87	SLU	1	1	0.00	-8918.21	1176.67	1176.67	-4357.38	-4357.38	-8918.21	6887.98	-23978.00	284.06	7.70	5.527

TRANVIA DI FIRENZE – LINEA 4.2 – LE PIAGGE-CAMPI BISENZIO
PROGETTO DEFINITIVO

OPERE CIVILI PUNTUALI

DEPOSITO - PROGETTO STRUTTURALE

Edificio n. 2 Lavaggio– Relazione di calcolo opere strutturali

4.55	57 (e)	SLU	1	1	455.00	-6552.21	82.28	157.25	1268.47	1268.47	-6552.21	2770.09	24937.00	84.38	10.03	19.630
------	--------	-----	---	---	--------	----------	-------	--------	---------	---------	----------	---------	----------	-------	-------	--------

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	M'ydy <daNm>	M'yz <daNm>	α <grad>	ε _y	Sic.
0.00	46	SND	1	1	0.00	-5952.19	-4798.90	4798.90	11662.50	11662.50	5952.19	6251.44	15781.00	-289.69	6.97	1.346
0.00	46	SND	1	1	0.00	-5952.19	-4798.90	4798.90	11662.50	11662.50	5952.19	6251.44	15781.00	-289.69	6.97	1.346
4.55	16	SND	1	1	455.00	-4132.19	-478.12	478.12	1306.73	1306.73	4132.19	5594.99	16052.60	73.12	7.48	12.217

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	Mz <daNm>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ _c <daN/cm q>	σ _f <daN/cm q>
0.00	90	SLE R	1	1	0.00	-6609.30	-2924.08	869.02	21.99	15.71	35.58	560.59
0.00	55	SLE Q	1	1	0.00	-5952.19	-170.41	1060.34	15.71	21.99	12.01	149.81
0.00	90	SLE R	1	1	0.00	-6609.30	-2924.08	869.02	21.99	15.71	35.58	560.59
0.00	55	SLE Q	1	1	0.00	-5952.19	-170.41	1060.34	15.71	21.99	12.01	149.81
4.55	60	SLE R	1	1	455.00	-4789.30	917.28	59.26	18.85	18.85	9.55	118.67
4.55	55	SLE Q	1	1	455.00	-4132.19	709.23	55.23	15.71	21.99	7.55	94.73

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <daN/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
0.00	55	SLE	Q	1	1	0.00	-5952.19	170.41	29.00	107.34	0.50	20.00	98.80	6.28	128.16	100.48	0.03	0.00
0.00	93	SLE	F	1	1	0.00	-6034.94	718.26	29.00	107.34	0.50	20.00	106.32	3.14	75.91	164.28	0.05	0.01
0.00	55	SLE	Q	1	1	0.00	-5952.19	170.41	29.00	107.34	0.50	20.00	98.80	6.28	128.16	100.48	0.03	0.00
0.00	93	SLE	F	1	1	0.00	-6034.94	718.26	29.00	107.34	0.50	20.00	106.32	3.14	75.91	164.28	0.05	0.01
4.55	55	SLE	Q	1	1	455.00	-4132.19	709.23	29.00	107.33	0.50	20.00	111.06	6.28	166.69	57.63	0.02	0.00
4.55	73	SLE	F	1	1	455.00	-4214.94	726.81	29.00	107.33	0.50	20.00	108.10	6.28	157.40	60.91	0.02	0.00

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

X0 <m>	X1 <m>	Staff.	Br _y	Br _z	CC	TCC	b _{w,y} <m>	d _y <m>	Vsdu _y <daN>	ctgθ _y	VRsd _y <daN>	VRcd _y <daN>	Vrd _y <daN>	b _{w,z} <m>	d _z <m>	Vsdu _z <daN>	ctgθ _z	VRsd _z <daN>	VRcd _z <daN>	Vrd _z <daN>	Sic.
0.00	0.76	ø10/15	4	477	SLU	0.40	0.36	1243.46	2.33	62155.00	62155.00	62155.00	0.40	0.36	1054.59	2.33	62155.00	62155.00	62155.00	62155.00	49.986
0.00	0.76	ø10/15	4	487	SLU	0.40	0.36	1711.40	2.33	62155.00	62155.00	62155.00	0.40	0.36	237.28	2.33	62155.00	62155.00	62155.00	62155.00	36.318
0.00	0.76	ø10/15	4	434	SND	0.40	0.36	1066.04	2.32	61896.50	61896.50	61896.50	0.40	0.36	2516.70	2.32	61896.50	61896.50	61896.50	61896.50	24.594
0.00	0.76	ø10/15	4	446	SND	0.40	0.36	2587.52	2.32	61896.50	61896.50	61896.50	0.40	0.36	1065.27	2.32	61896.50	61896.50	61896.50	61896.50	23.921
0.76	3.79	ø10/20	4	477	SLU	0.40	0.36	1001.86	2.50	49925.70	59156.60	49925.70	0.40	0.36	910.07	2.50	49925.70	59156.60	49925.70	49925.70	49.833
0.76	3.79	ø10/20	4	487	SLU	0.40	0.36	1536.91	2.50	49925.70	59156.60	49925.70	0.40	0.36	532.24	2.50	49925.70	59156.60	49925.70	49925.70	32.484
0.76	3.79	ø10/20	4	434	SND	0.40	0.36	1066.04	2.50	49925.70	58754.00	49925.70	0.40	0.36	2516.70	2.50	49925.70	58754.00	49925.70	49925.70	19.838
0.76	3.79	ø10/20	4	446	SND	0.40	0.36	2587.52	2.50	49925.70	58754.00	49925.70	0.40	0.36	1065.27	2.50	49925.70	58754.00	49925.70	49925.70	19.295
3.79	4.55	ø10/15	4	487	SLU	0.40	0.36	838.94	2.33	61983.30	61983.30	61983.30	0.40	0.36	686.14	2.33	61983.30	61983.30	61983.30	61983.30	73.883
3.79	4.55	ø10/15	4	434	SND	0.40	0.36	1066.04	2.32	61763.80	61763.80	61763.80	0.40	0.36	2516.70	2.32	61763.80	61763.80	61763.80	61763.80	24.542
3.79	4.55	ø10/15	4	446	SND	0.40	0.36	2587.52	2.32	61763.80	61763.80	61763.80	0.40	0.36	1065.27	2.32	61763.80	61763.80	61763.80	61763.80	23.870

13.3 VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE IN C.A.

13.3.1 Verifica platea di fondazione

Platea a quota 0.00

Simbologia

Δ_{sm}	=Distanza media tra le fessure
Φ_{eq}	=Diametro equivalente delle barre
$\beta (u_0)$	=Coeff. amplificativo dello sforzo di punzonamento sul perimetro u_0
$\beta (u_1)$	=Coeff. amplificativo dello sforzo di punzonamento sul perimetro u_1
ϵ_{sm}	=Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
ν	=Coeff. di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio
ρ_l	=Rapporto d'armatura longitudinale (*1000)
σ_c	=Tensione nel calcestruzzo
σ_f	=Tensione nel ferro
σ_s	=Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$A_{c\ eff}$	=Area di calcestruzzo efficace
A_s	=Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A_{sw}	=Area di armatura a taglio a punzonamento
$A_{fE\ I}$	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
$A_{fE\ S}$	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
$A_{fE\ St.}$	=Area di ferro effettiva della staffatura
CC	=Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Cf inf	=Copriferro inferiore
Cf sup	=Copriferro superiore
Cls	=Tipo di calcestruzzo
DV	=Direzione di verifica XX = Verifica per momento Mxx YY = Verifica per momento Myy
Fcd	=Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fck	=Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctd	=Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Fctk	=Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fyd	=Resistenza di calcolo dell'acciaio
Fyk	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
K_2	=Coefficiente per distribuzione deformazioni
M'_{ydy}	=Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
MRdy	=Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
Mom	=Momento flettente
My	=Momento intorno all'asse Y
Mz	=Momento intorno all'asse Z
Nodo	=Numero del nodo
Pil	=Numero del pilastro
Sic.	=Sicurezza
Spess.	=Spessore
TCC	=Tipo di combinazione di carico SLU = Stato limite ultimo SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente SLD = Stato limite di danno SLO = Stato limite di operatività SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
Tp	=Tipo di acciaio
$V_{Ed, red} (u_0)$	=Valore di progetto del taglio agente ridotto sul perimetro u_0
$V_{Ed, red} (u_1)$	=Valore di progetto del taglio agente ridotto sul perimetro u_1
$V_{Rd, c}$	=Resistenza di progetto a punzonamento
$V_{Rd, cs}$	=Resistenza a taglio punzonamento
$V_{Rd, max}$	=Valore di progetto del max taglio punzonamento resistente lungo la sez. di verifica
VRcd	=Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	=Taglio ultimo lato armatura
Vrdu	=Taglio ultimo resistente
Vsdu	=Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Wk	=Ampiezza caratteristica delle fessure
X	=Coordinata X del nodo
Y	=Coordinata Y del nodo
a	=Distanza dal contorno del pilastro al perimetro di verifica considerato
c	=Ricoprimento dell'armatura
ctg θ	=Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

d	=Media delle altezze utili nelle due direzioni ortogonali
s	=Distanza massima tra le barre
u ₀	=Perimetro del pilastro
u ₁	=Perimetro di verifica di base
u _{out,ef}	=Perimetro u _{out} efficace oltre il quale non sono più richieste armature
V _{Ed} (u ₀)	=Tensione max di taglio sul perimetro u ₀
V _{Ed} (u ₁)	=Tensione max di taglio sul perimetro u ₁

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Spess.	Cf sup	Cf inf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>	<daN/cm²>		<daN/cm²>	<daN/cm²>
50.00	5.00	5.00	C30/37	307.10	20.59	174.02	13.73	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	My	MRdy	Sic.
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>	
-260	5.60	3.90	XX	67	SLU	10.05	10.05	2264.84	17621.00	7.780
-253	2.32	3.90	XX	67	SLU	10.05	10.05	-4230.20	-17621.00	4.166
-150	5.60	1.89	YY	57	SLU	10.05	10.05	-3265.81	-17621.00	5.396
-14	5.60	-0.60	YY	87	SLU	10.05	10.05	2339.95	17621.00	7.530

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	My	M'ydy	Sic.
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>	
-26	11.30	-0.60	XX	34	SND	10.05	10.05	7233.51	16399.00	2.267
-53	11.28	0.00	XX	34	SND	10.05	10.05	7183.60	16399.00	2.283
-81	11.50	0.47	YY	43	SND	10.05	10.05	-5653.51	-16399.00	2.901
-219	11.50	2.83	YY	13	SND	10.05	10.05	-5652.83	-16399.00	2.901

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	AfE St.	Vsdu	ctgθ	VRcd	VRsd	Vrdu	Sic.
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<cmq/m>	<daN>		<daN>	<daN>	<daN>	
-259	5.13	3.90	XX	67	SLU	10.05	10.05		7139.32				18779.90	2.630
-26	11.30	-0.60	XX	46	SND	10.05	10.05		10560.10				18779.90	1.778
-68	5.60	0.47	YY	67	SLU	10.05	10.05		8665.61				18779.90	2.167
-68	5.60	0.47	YY	13	SND	10.05	10.05		9585.49				18779.90	1.959

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	Mom	σ _c	σ _f
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daN/cm²>	<daN/cm²>
-260	5.60	3.90	XX	70	SLE R	10.05	10.05	1670.61	7.26	399.89
-253	2.32	3.90	XX	70	SLE R	10.05	10.05	-3045.94	13.23	729.10
-260	5.60	3.90	XX	55	SLE Q	10.05	10.05	1010.07	4.39	241.78
-7	2.32	-0.60	XX	55	SLE Q	10.05	10.05	-2513.84	10.92	601.73
-150	5.60	1.89	YY	60	SLE R	10.05	10.05	-2294.39	9.97	549.20
-14	5.60	-0.60	YY	90	SLE R	10.05	10.05	1633.43	7.10	390.99
-150	5.60	1.89	YY	55	SLE Q	10.05	10.05	-1931.41	8.39	462.32
-260	5.60	3.90	YY	55	SLE Q	10.05	10.05	764.32	3.32	182.95

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

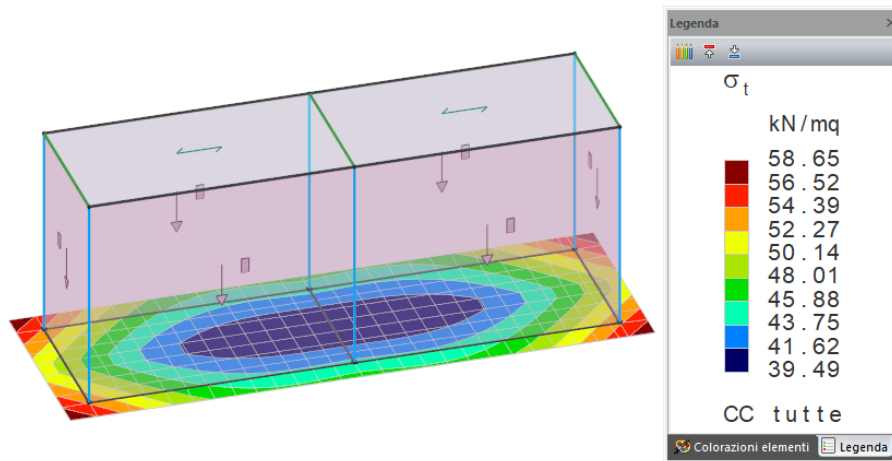
Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	c	s	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm}	A _s	A _{c eff}	σ _s	ε _{sm}	W _k
	<m>	<m>				<mm>	<mm>			<mm>	<cmq>	<cmq>	<daN/cm²>		<mm>
-260	5.60	3.90	XX	55	SLE Q	42.00	200.00	0.50	16.00	282.94	10.05	1250.00	241.78	0.07	0.03
-260	5.60	3.90	XX	73	SLE F	42.00	200.00	0.50	16.00	282.94	10.05	1250.00	267.88	0.08	0.04
-7	2.32	-0.60	XX	55	SLE Q	42.00	200.00	0.50	16.00	282.94	10.05	1250.00	601.73	0.18	0.08
-7	2.32	-0.60	XX	93	SLE F	42.00	200.00	0.50	16.00	282.94	10.05	1250.00	623.24	0.18	0.09
-150	5.60	1.89	YY	55	SLE Q	42.00	200.00	0.50	16.00	282.94	10.05	1250.00	462.32	0.13	0.06
-150	5.60	1.89	YY	63	SLE F	42.00	200.00	0.50	16.00	282.94	10.05	1250.00	476.88	0.14	0.07
-260	5.60	3.90	YY	55	SLE Q	42.00	200.00	0.50	16.00	282.94	10.05	1250.00	182.95	0.05	0.03
-260	5.60	3.90	YY	73	SLE F	42.00	200.00	0.50	16.00	282.94	10.05	1250.00	222.67	0.06	0.03

Stato limite ultimo - Verifiche a punzonamento

Pil	CC	TCC	d <m>	My <daNm>	Mz <daNm>	u ₀ <m>	V _{Ed,red} <daN>	β (u ₀)	v	V _{Ed} (u ₀) <daN/mq>	V _{Ed,max} <daN/mq>	a <m>	u ₁ <m>	V _{Ed,red} (u ₁) <daN>	β (u ₁)	ρ ₁	V _{Ed} (u ₁) <daN/mq>	V _{Ed,c} <daN/mq>	A _{sw} <cmq>	V _{Ed,cs} <daN/mq>	u _{out,ef} <m>
146	SND	0.45	5278.79	12828.80	0.80	6165.93	2.84	0.53	48655.80	457939.00	0.36	1.36	4706.80	5.74	2.23	43995.10	104333.00	0.00	0.00	0.00	
219	SND	0.45	5291.43	12914.30	0.80	6210.16	2.84	0.53	48969.40	457939.00	0.36	1.36	4746.61	5.73	2.23	44279.90	104333.00	0.00	0.00	0.00	
334	SND	0.45	13064.70	4019.31	1.20	9894.08	2.13	0.53	39033.00	457939.00	0.36	2.33	8058.18	3.73	2.23	28665.10	104333.00	0.00	0.00	0.00	
437	SND	0.45	5291.43	12914.40	0.80	6210.16	2.84	0.53	48969.40	457939.00	0.36	1.36	4746.61	5.73	2.23	44279.90	104333.00	0.00	0.00	0.00	
5	7	SND	0.45	13064.70	4019.31	1.20	9894.08	2.13	0.53	39033.00	457939.00	0.36	2.33	8058.18	3.73	2.23	28665.10	104333.00	0.00	0.00	0.00

6	16	SND	0.45	5278.78	12828.80	0.80	6165.93	2.84	0.53	48655.80	457939.00	0.36	1.36	4706.80	5.74	2.23	43995.10	104333.00	0.00	0.00	0.00
---	----	-----	------	---------	----------	------	---------	------	------	----------	-----------	------	------	---------	------	------	----------	-----------	------	------	------

13.3.2 Verifica capacità portante



PRESSIONI SUL TERRENO σ_t – INVILUPPO TUTTE LE COMBINAZIONI

Le verifiche di capacità portante sono eseguite secondo approccio 2 (A1+M1+R3).

I fattori di capacità portante sono i seguenti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4} \right) = 18.40$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi' = 22.40$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi' = 1.01$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.99$$

Si considera $B = 1.0$ m e $L = 44.0$ m e $D = 0.5$ m pari alla quota di interramento laddove di registra il valore massimo di pressione, assumendo inoltre unitari:

- fattori di profondità $d_\gamma = d_q = d_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione del carico $i_\gamma = i_q = i_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione della base $b_\gamma = b_q = b_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione del piano campagna $g_\gamma = g_q = g_\gamma = 1$

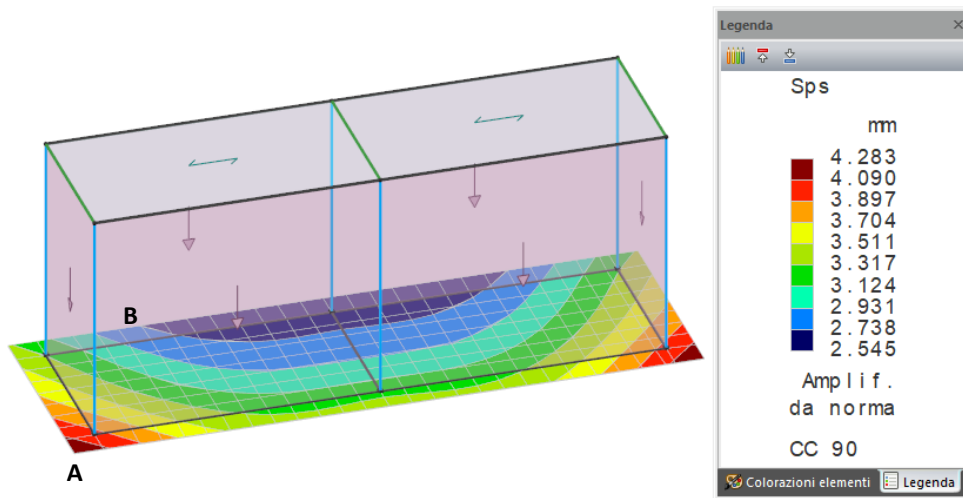
Trascurando a favore di sicurezza i contributi del terzo termine la capacità portante risulta:

$$\begin{aligned}
 Q_{lim} &= \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \overbrace{c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c}^0 \\
 &= \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \overbrace{(d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma)}^1 + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot \overbrace{(d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q)}^1 = \\
 &= 18.0 \text{ KN/m}^3 \left(\frac{1}{2} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 22.40 \cdot 0.99 + 0.50 \text{ m} \cdot 18.40 \cdot 1.01 \right) = 367.57 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$Q_{lim}/\gamma_R = 367.57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / 2.3 = 159.81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq 58.65 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pertanto la capacità portante del sistema terreno-fondazione risulta verificata.

13.3.3 Verifica cedimenti



CEDIMENTI IN COMBINAZIONE RARA SLE [mm]

Il cedimento massimo assoluto si manifesta in corrispondenza del punto A.

Il cedimento differenziale determinato tra i due punti di controllo A e B risulta:

$$w = \delta_A - \delta_B = 4.283 - 2.545 \cong 1.738 \text{ mm}$$

$$\frac{w}{L_{AB}} = \frac{\delta_A - \delta_B}{L_{AB}} = \frac{1.738 \text{ mm}}{5270 \text{ mm}} = 0.33\text{‰}$$

La distorsione angolare tra i punti in cui si registrano il valore massimo e minimo di cedimento in fondazione si attesta su valori inferiori all'1 per mille.

Pertanto i cedimenti calcolati si dichiarano idonei per l'uso a cui l'opera è destinata.

13.4 VERIFICA PLATEA ESTERNA IN C.A.**13.4.1 Verifica platea di fondazione**

Platea a quota 0.00

Simbologia

Δ_{sm}	=Distanza media tra le fessure
Φ_{eq}	=Diametro equivalente delle barre
ϵ_{sm}	=Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
σ_c	=Tensione nel calcestruzzo
σ_f	=Tensione nel ferro
σ_s	=Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$A_{c\ eff}$	=Area di calcestruzzo efficace
A_s	=Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{fE\ I}$	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
$A_{fE\ S}$	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
$A_{fE\ St.}$	=Area di ferro effettiva della staffatura
CC	=Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Cf inf	=Copriferro inferiore
Cf sup	=Copriferro superiore
Cls	=Tipo di calcestruzzo
DV	=Direzione di verifica XX = Verifica per momento Mxx YY = Verifica per momento Myy
Fcd	=Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fck	=Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctd	=Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Fctk	=Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fyd	=Resistenza di calcolo dell'acciaio
Fyk	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
K_2	=Coefficiente per distribuzione deformazioni
MRdy	=Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
Mom	=Momento flettente
My	=Momento flettente intorno all'asse Y
Nodo	=Numero del nodo
Sic.	=Sicurezza
Spess.	=Spessore
TCC	=Tipo di combinazione di carico SLU = Stato limite ultimo SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
Tp	=Tipo di acciaio
VRcd	=Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	=Taglio ultimo lato armatura
Vrdu	=Taglio ultimo resistente
Vsdu	=Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Wk	=Ampiezza caratteristica delle fessure
X	=Coordinata X del nodo
Y	=Coordinata Y del nodo
c	=Ricoprimento dell'armatura
ctg θ	=Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
s	=Distanza massima tra le barre

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Spess.	Cf sup	Cf inf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>		<daN/cmq>	<daN/cmq>
35.00	5.00	5.00	C30/37	307.10	20.59	174.02	13.73	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	My	MRdy	Sic.
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>	
-750	10.00	1.65	XX	1	SLU	3.77	3.77	75.81	4903.94	64.686
-408	1.00	0.00	XX	1	SLU	3.77	3.77	-315.56	-4903.94	15.540
-1137	1.00	4.00	XX	1	SLU	3.77	3.77	-315.56	-4903.94	15.540
-831	10.00	2.35	XX	1	SLU	3.77	3.77	75.81	4903.94	64.686
-746	8.00	1.65	YY	1	SLU	3.77	3.77	775.48	4903.94	6.324
-730	0.00	1.65	YY	1	SLU	3.77	3.77	-398.45	-4903.94	12.307
-827	8.00	2.35	YY	1	SLU	3.77	3.77	775.48	4903.94	6.324
-811	0.00	2.35	YY	1	SLU	3.77	3.77	-398.45	-4903.94	12.307

TRANVIA DI FIRENZE – LINEA 4.2 – LE PIAGGE-CAMPI BISENZIO

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE CIVILI PUNTUALI

DEPOSITO - PROGETTO STRUTTURALE

Edificio n. 2 Lavaggio– Relazione di calcolo opere strutturali

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfE St. <cmq/m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRcd <daN>	VRsd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
-406	0.00	0.00	XX	1	SLU	3.77	3.77		2361.67				14245.60	6.032
-1135	0.00	4.00	XX	1	SLU	3.77	3.77		2361.66				14245.60	6.032
-406	0.00	0.00	YY	1	SLU	3.77	3.77		2116.92				14245.60	6.729
-1135	0.00	4.00	YY	1	SLU	3.77	3.77		2116.92				14245.60	6.729

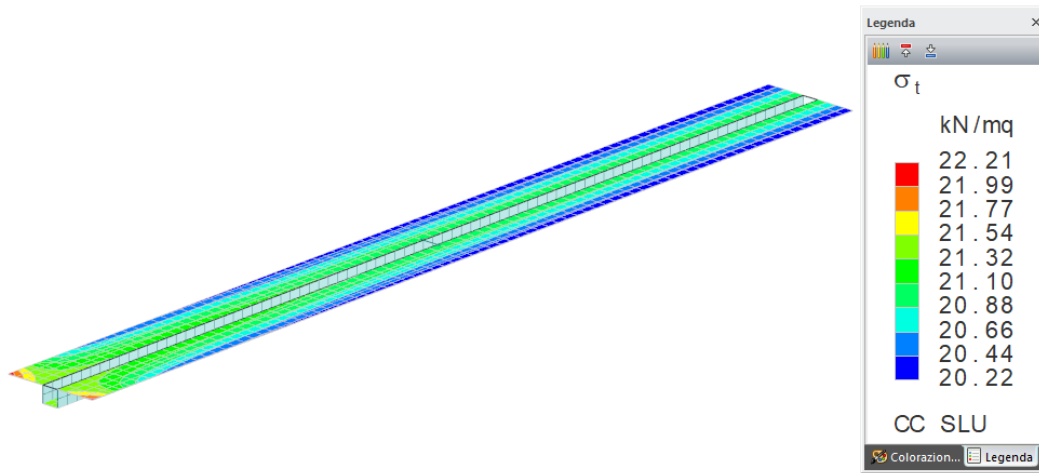
Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	σ _c <daN/cm²>	σ _f <daN/cm²>
-750	10.00	1.65	XX	2	SLE R	3.77	3.77	54.75	0.73	51.48
-750	10.00	1.65	XX	4	SLE Q	3.77	3.77	54.75	0.73	51.48
-408	1.00	0.00	XX	2	SLE R	3.77	3.77	-210.67	2.81	198.08
-408	1.00	0.00	XX	4	SLE Q	3.77	3.77	-210.67	2.81	198.08
-1137	1.00	4.00	XX	2	SLE R	3.77	3.77	-210.67	2.81	198.08
-1137	1.00	4.00	XX	4	SLE Q	3.77	3.77	-210.67	2.81	198.08
-831	10.00	2.35	XX	2	SLE R	3.77	3.77	54.75	0.73	51.48
-831	10.00	2.35	XX	4	SLE Q	3.77	3.77	54.75	0.73	51.48
-746	8.00	1.65	YY	2	SLE R	3.77	3.77	559.11	7.45	525.70
-746	8.00	1.65	YY	4	SLE Q	3.77	3.77	559.11	7.45	525.70
-730	0.00	1.65	YY	2	SLE R	3.77	3.77	-223.93	2.99	210.54
-730	0.00	1.65	YY	4	SLE Q	3.77	3.77	-223.93	2.99	210.54
-827	8.00	2.35	YY	2	SLE R	3.77	3.77	559.11	7.45	525.70
-827	8.00	2.35	YY	4	SLE Q	3.77	3.77	559.11	7.45	525.70
-811	0.00	2.35	YY	2	SLE R	3.77	3.77	-223.93	2.99	210.54
-811	0.00	2.35	YY	4	SLE Q	3.77	3.77	-223.93	2.99	210.54

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <daN/cm²>	ε _{sm}	W _k <mm>
-750	10.00	1.65	XX	4	SLE Q	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	51.48	0.01	0.01
-750	10.00	1.65	XX	3	SLE F	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	51.48	0.01	0.01
-408	1.00	0.00	XX	4	SLE Q	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	198.08	0.06	0.03
-408	1.00	0.00	XX	3	SLE F	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	198.08	0.06	0.03
-1137	1.00	4.00	XX	4	SLE Q	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	198.08	0.06	0.03
-1137	1.00	4.00	XX	3	SLE F	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	198.08	0.06	0.03
-831	10.00	2.35	XX	4	SLE Q	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	51.48	0.01	0.01
-831	10.00	2.35	XX	3	SLE F	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	51.48	0.01	0.01
-746	8.00	1.65	YY	4	SLE Q	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	525.70	0.15	0.09
-746	8.00	1.65	YY	3	SLE F	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	525.70	0.15	0.09
-730	0.00	1.65	YY	4	SLE Q	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	210.54	0.06	0.03
-730	0.00	1.65	YY	3	SLE F	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	210.54	0.06	0.03
-827	8.00	2.35	YY	4	SLE Q	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	525.70	0.15	0.09
-827	8.00	2.35	YY	3	SLE F	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	525.70	0.15	0.09
-811	0.00	2.35	YY	4	SLE Q	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	210.54	0.06	0.03
-811	0.00	2.35	YY	3	SLE F	44.00	300.00	0.50	12.00	330.72	4.90	991.28	210.54	0.06	0.03

13.4.2 Verifica capacità portante



PRESSIONI SUL TERRENO σ_t – INVILUPPO TUTTE LE COMBINAZIONI

Le verifiche di capacità portante sono eseguite secondo approccio 2 (A1+M1+R3).

I fattori di capacità portante sono i seguenti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4} \right) = 18.40$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi' = 22.40$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi' = 1.01$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.99$$

Si considera $B = 1.0$ m e $L = 40.0$ m e $D = 0.35$ m pari alla quota di interramento laddove di registra il valore massimo di pressione, assumendo inoltre unitari:

- fattori di profondità $d_\gamma = d_q = d_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione del carico $i_\gamma = i_q = i_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione della base $b_\gamma = b_q = b_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione del piano campagna $g_\gamma = g_q = g_\gamma = 1$

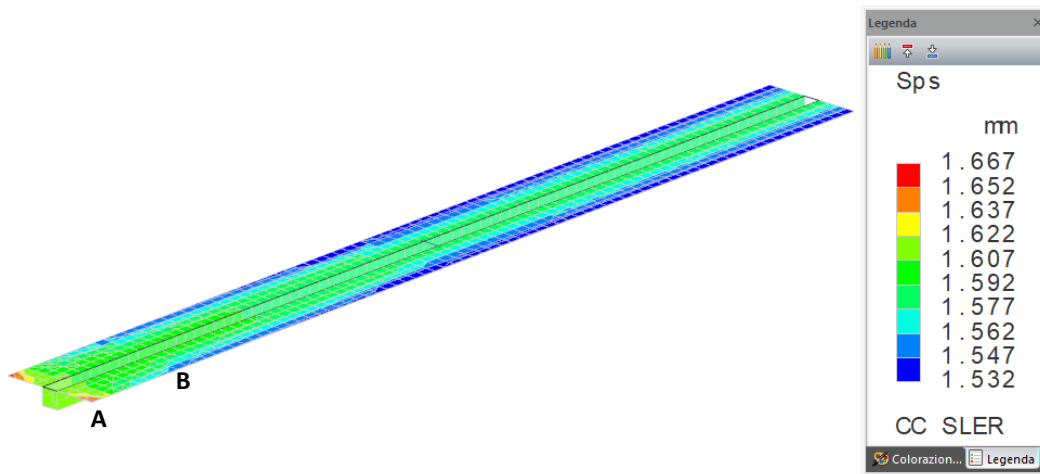
Trascurando a favore di sicurezza i contributi del terzo termine la capacità portante risulta:

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \overbrace{c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c}^0 \\ &= \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \overbrace{(d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma)}^1 + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot \overbrace{(d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q)}^1 = \\ &= 18.0 \text{ KN/m}^3 \left(\frac{1}{2} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 22.40 \cdot 0.99 + 0.35 \text{ m} \cdot 18.40 \cdot 1.01 \right) = 317.21 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_{lim}/\gamma_R = 317.21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / 2.3 = 137.92 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq 22.21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pertanto la capacità portante del sistema terreno-fondazione risulta verificata.

13.4.3 Verifica cedimenti



CEDIMENTI IN COMBINAZIONE RARA SLE [MM]

Il cedimento massimo assoluto si manifesta in corrispondenza del punto A.

Il cedimento differenziale determinato tra i due punti di controllo A e B risulta:

$$w = \delta_A - \delta_B = 1.67 - 1.53 \cong 0.14 \text{ mm}$$
$$\frac{w}{L_{AB}} = \frac{\delta_A - \delta_B}{L_{AB}} = \frac{0.14 \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} = 0.04\text{‰}$$

La distorsione angolare tra i punti in cui si registrano il valore massimo e minimo di cedimento in fondazione si attesta su valori inferiori all'1 per mille.

Pertanto i cedimenti calcolati si dichiarano idonei per l'uso a cui l'opera è destinata.

14 ELABORAZIONE E ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Al fine di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità, gli stessi sono stati confrontati con esiti di semplici calcoli di massima operati manualmente; tra questi si elencano:

- Confronto tra reazioni vincolari verticali al piede delle strutture e carichi allo SLE;
- Confronto delle azioni di taglio e flessione agenti sulla trave più sollecitata con i risultati da schema statico di trave appoggio-appoggio soggetta ai carichi di progetto allo SLE;
- Confronto delle reazioni vincolari verticali al piede del pilastro più sollecitato con i carichi di progetto distribuiti sulla relativa area di influenza allo SLE;
- Confronto delle forze sismiche complessive ottenute da analisi statica lineare con le reazioni vincolari al piede delle strutture ottenute dall'analisi in condizioni sismiche.

In base a quanto sopra, gli esiti dei controlli effettuati dimostrano l'attendibilità dei risultati dell'analisi condotta con codice di calcolo.

Locale tecnico di lavaggio

Solaio H20+5

R120'

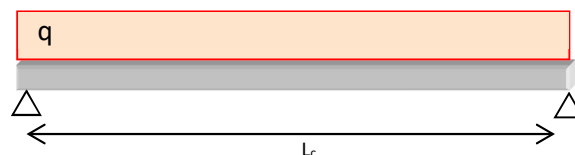
COPERTURA

$L = 5,38 \text{ m}$ $L_c = 5,08 \text{ m}$

$i_1 = 1,20 \text{ m}$

	<i>Fase C</i>	<i>Fase D</i>	<i>Fase E</i>
Variabile	$50+85 \text{ daN/mq} \cdot i_1$		162 daN/ml
Permanenti	$445 \text{ daN/mq} \cdot i_1$	534 daN/ml	
Soletta 5 cm	$125 \text{ daN/mq} \cdot i_1$		
Peso proprio Solaio H20	<u>$260 \text{ daN/mq} \cdot i_1$</u>		
	$385 \text{ daN/mq} \cdot i_1 \cong 462 \text{ daN/ml}$		

Trefoli	5.5cm	9.0cm	Sup
A52	7	-	-



Trave 80x25+15

R120'

COPERTURA

$L = 3,71 \text{ m}$ $L_c = 3,45 \text{ m}$

$i_1 = 5,88 \text{ m}$

Fase C

Fase D

Fase E

Variabile $50+85 \text{ daN/mq} \cdot i_1$

794 daN/ml

Permanenti $445 \text{ daN/mq} \cdot i_1$

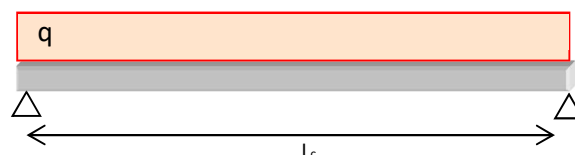
2617 daN/ml

Soletta 5 cm $125 \text{ daN/mq} \cdot i_1$

Peso proprio Solaio H20 $260 \text{ daN/mq} \cdot i_1$

$385 \text{ daN/mq} \cdot i_1 \cong 2264 \text{ daN/ml}$

Trefoli	5cm	10cm	Sup
A139	8	2	2





++++++
STRUTTURA : H20+5 R=120' L=5.38 ML
SOVRACCARICHI : 445 + 50 DAN/MQ + NEVE 85 DAN/MQ
LOTTO : LOCALE DI LAVAGGIO
++++++
... UNITA' DI MISURA DaN , Cm ...
... NORMATIVA DI CALCOLO : UNI EN 1168-2012
... CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO
.....
..ARMATURE PRE-TESE.. Fptk= 19000. Fp(1,0)k= 17000. EA= 2000000. GAMMA=1.15 C.OMOG= 4.71
..ARMATURE LENTE.. RM= 15. Fyk= 4500. EAL= 2100000. GAMMA=1.15
... CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO
.....
..CLS TRAVE.. Fck= 456. Fckj= 307. Rck= 550. Rckj= 370. DaN / cm2
Ec(FINALE)= 350000. Ec(INIZIALE)= 300000. PESO SPECIFICO= 2500. DaN / m3
..CLS GETTO.. COEFF. OMOGENEIZZAZIONE GETTO = 0.85 RCKs= 300. Fcks= 249. DaN / cm2

... DESCRIZIONE GEOMETRICA DELLA TRAVE ...
.....
LUNGHEZZA TOTALE TRAVE = 538.0 cm -- LUCE DI CALCOLO (iniziale) = 523.0 cm
Volume 0.66 m3 | Peso 1654. DaN | Baricentro : quota 9.9 cm | ascissa 269. cm
..DESCRIZIONE A TRAPEZI DEL GETTO DI COMPLETAMENTO..

QUOTA INF.(*) misurata da estradosso trave
-SEZ.N. 1 -ASC.X= 0.0 -ALTEZZA GETTO H= 5.0 AREA GETTO= 600. -QUOTA INF.(*)= 0.00
TRAPEZI 1
BASE INF. 120.0
BASE SUP. 120.0
ALTEZZA 5.0
-SEZ.N. 2 -ASC.X= 538.0 -ALTEZZA GETTO H= 5.0 AREA GETTO= 600. -QUOTA INF.(*)= 0.00
TRAPEZI 1
BASE INF. 120.0
BASE SUP. 120.0
ALTEZZA 5.0

..DESCRIZIONE A TRAPEZI DELLE SEZIONI DI CALCOLO..

-SEZ.N. 1 -ASC.= 21.0 -ALTEZZA TRAVE= 20.0 -QUOTA INTRAD.= 0.0 -AREA CLS= 1230.
TRAPEZI 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
BASE INF. 117.7 119.1 119.7 119.7 117.7 117.7 81.9 51.6 31.4 31.2
BASE SUP. 119.1 119.7 119.7 117.7 117.7 82.0 51.6 31.4 31.2 23.6
ALTEZZA 0.3 0.7 0.9 0.1 0.2 0.6 1.7 2.5 0.0 3.0

TRAPEZI 11 12 13 14 15 16 17 18 19
BASE INF. 23.6 28.1 29.4 36.7 49.9 59.7 80.5 116.1 116.1
BASE SUP. 28.1 29.4 36.7 49.9 59.7 80.5 116.1 116.1 114.1
ALTEZZA 2.0 1.0 1.0 1.5 0.5 1.2 0.6 1.2 1.0

... DESCRIZIONE DELLE ARMATURE LENTE ...
.....
ARMATURA LONGITUDINALE. Quote dal basso: Nella Trave Nel Getto
SEZ.N. 1 ASC. X = 21.0 N.LIVELLO AREA QUOTA AREA QUOTA
1 2.26 6.0

... DESCRIZIONE DELLE ARMATURE PRE-TESE ...
.....
lunghezza dei tratti di diffusione della precompressione = 80. cm
..ARMATURE A TRACCIATO ORIZZONTALE..
N. AREA SIGMA RILAS. QUOTA - TRATTI INATTIVI DEI TREFOLI - ANC.SIN ANC.DES LGUAINA LGUAINA
TOTALE AL TIRO INIZIALE DA A DA A (cm) SINISTRA DESTRA

1 3.64 14250. 250. 5.5 0.0 80.0 458.0 538.0 80. 80. 0. 0.



| TIRO TOTALE | BARIC.TIRO | TIRO RIALZATI | FORZA DEV.MAX | FORZA DEV.SIN | FORZA DEV.DES |

51870. 5.50 0. 0. 0. 0.

... FASI DI VERIFICA DELLA STRUTTURA ...

-- FASE 2 -- PESO PROPRIO

APPOGGIO DI SINISTRA XR1= 7.5 APPOGGIO DI DESTRA XR2= 530.5

REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE	REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE
-827.	-827.	-827.	-827.

-- FASE 3 -- FASE DI SOLLEVAMENTO

ASCISSE CENTRI DI APPOGGIO/SOLLEVAMENTO -
XR1 = 30.0 XR2 = 508.0

COEFFICIENTE DINAMICO = 1.150

-- FASE 4 -- PRIMA FASE PERDITE (100%)

PERDITE PER RILASSAMENTO DELLE ARMATURE PRETESE

COEFF. C = 3.0 CADUTA A 1000 ORE = 319.0 CADUTA A T > DI 2000 ORE = 406.0

PERDITE PER VISCOSITA' - COEFF = 2.30

PERDITE PER RITIRO - COEFF=0.00030

FRAZIONI DELLE PERDITE SCONTATE NELLA FASE

RILASS RITIRO VISCOS

ARMATURE

PRETESE 1.00 1.00 1.00

-- FASE 5 -- Peso Getto Liquido

N.	TIPO	X INIZIO	X FINE	VALORE_INI.	VALORE_FINE	ECCENT.Z	QUOTA_Y	DIREZIONE
1	FORZA DISTRIBUITA	0.0	538.0	1.50	1.50	0.00	0.00	VERTICALE
2	FORZA DISTRIBUITA	0.0	538.0	0.20	0.20	0.00	0.00	VERTICALE
3	FORZA DISTRIBUITA	0.0	100.0	0.88	0.88	0.00	0.00	VERTICALE
4	FORZA DISTRIBUITA	438.0	538.0	0.88	0.88	0.00	0.00	VERTICALE

APPOGGIO DI SINISTRA XR1= 7.5 APPOGGIO DI DESTRA XR2= 530.5

REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE	REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE
-545.	-1372.	-545.	-1372.

-- FASE 6 -- CARICHI PERMANENTI

N.	TIPO	X INIZIO	X FINE	VALORE_INI.	VALORE_FINE	ECCENT.Z	QUOTA_Y	DIREZIONE
1	FORZA DISTRIBUITA	0.0	538.0	5.34	5.34	0.00	0.00	VERTICALE

APPOGGIO DI SINISTRA XR1= 7.5 APPOGGIO DI DESTRA XR2= 530.5

REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE	REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE
-1436.	-2809.	-1436.	-2809.

-- FASE 7 -- RITIRO DIFFERENZIALE

-- Parametri di calcolo del ritiro getto --

DeltaEpsilon = 0.000150 | Coeff. viscoso = 2.50 | gamma SLU = 1.50

-- FASE 8 -- CARICHI ACCIDENTALI

N.	TIPO	X INIZIO	X FINE	VALORE_INI.	VALORE_FINE	ECCENT.Z	QUOTA_Y	DIREZIONE
1	FORZA DISTRIBUITA	0.0	538.0	1.11	1.11	0.00	0.00	VERTICALE

psi freq. = 0.20

REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE	REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE
-60.	-2869.	-60.	-2869.

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Scalo _06132 PERUGIA (PG)
T 075.51871 - F 075.5171145
info@generaleprefabbricatispa.com
www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.

PEC generaleprefabbricati@legalmail.it

Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545

R.E.A. Perugia n. 111818

Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta
all'attività di direzione e coordinamento
da parte di PEC.CO S.r.l.
iscritta nel registro delle imprese
di Perugia al n. 09332330159



psi rara = 1.00



REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE	REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE
-299.	-3107.	-299.	-3107.

RELAZIONE DI CALCOLO - VERIFICHE TENSIONALI , A ROTTURA , A FESSURAZIONE

H20+5 R=120' L=5.38 ML

VERIFICHE SEZIONE ASCISSA cm. 112.2 - Verifica a sezione tutta reagente precompressa

ARMATURA PRETESA Valori sigma mediati su tutta l'armatura efficace

Area trefoli efficaci -non inguainati- (cmq) = 3.64 | baricentro trefoli (cm) = 5.5

Sigma Acciaio Preteso (N/mmq) : al tiro = 1425. | al taglio = 1400.

Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al tiro = 16.36 %

Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al taglio = 14.86 %

VERIFICHE A FLESSIONE Azioni (di fase) e Sigma (accumulate) nel Calcestruzzo ai Lembi Trave

Baricentro Trave = cm. 9.84 Altezza Trave = cm. 20.00

Baricentro Trave dopo il Getto = cm. 13.51

LEGENDA - U.M. Forze = DaN - Momenti = DaNcm - Sigma = DaN/cm2

Nv = Sforzo assiale dovuto a carichi esterni : >0 compressione

Myv = Momento dei carichi attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro

Mzv = Momento dei carichi attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore

Np = Sforzo assiale dovuto alla precompressione (comprese perdite) : >0 compressione

Myp = Momento dovuto a Np attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro

Mzp = Momento dovuto a Np attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore

Myt = Incremento del Momento attorno all' asse yy verticale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese

Mzt = Incremento del Momento attorno all' asse zz orizzontale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese

SFORZI

Totali di I fase ZZ		Totali di II fase ZZ		N. Titolo Fase
Nv	Mzv	Nv	Mzv	
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1 PRECOMPRESSIONE
0.00000E+00	0.67261E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	2 PESO PROPRIO
0.00000E+00	0.55951E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	3 FASE DI SOLLEVAMENTO
0.00000E+00	0.55951E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	4 PRIMA FASE PERDITE (100%)
0.00000E+00	0.10819E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	5 Peso Getto Liquido
0.00000E+00	0.10819E+06	0.00000E+00	0.11682E+06	6 CARICHI PERMANENTI
0.00000E+00	0.10819E+06	0.98309E+04	0.20514E+06	7 RITIRO DIFFERENZIALE
0.00000E+00	0.10819E+06	0.98309E+04	0.20514E+06	8a CARICHI ACCIDENTALI
0.00000E+00	0.10819E+06	0.98309E+04	0.20999E+06	8b CARICHI ACCIDENTALI
0.00000E+00	0.10819E+06	0.98309E+04	0.22942E+06	8c CARICHI ACCIDENTALI

Convenzione di segno della Sigma Calcestruzzo ed Acciai : >0 compressione , <0 trazione

-- Simboli previsti a lato dei valori delle sigma --

Simbolo per Sigma : * = valore fuori limite

Simbolo per Sigma : F = Sezione fessurata - le compressioni sono quelle esatte , le trazioni sono = 0.

Simbolo per Sigma : T = Valore teorico a sezione tutta reagente : es. dovuto alla pretensione senza peso proprio

Sigma Trefoli Totale = sigma totale del trefolo più sollecitato dovuta alla precompressione, alle perdite e agli sforzi esterni

Sigma Trefoli incr. = variazione sigma del trefolo più sollecitato dovuta alla fase corrente

TENSIONI ARMATURE

Barre. trave		Sigma Trefoli		Barre. getto		N. Titolo Fase
traz. compr.	totale	incr.		traz. compr.		
0	0	0	0			1 PRECOMPRESSIONE
0	0	-10000	243			2 PESO PROPRIO
0	0	-10000	246			3 FASE DI SOLLEVAMENTO
0	0	-10000	214			4 PRIMA FASE PERDITE (100%)
0	0	-10000	197			5 Peso Getto Liquido
0	0	-10000	160	0	0	6 CARICHI PERMANENTI
0	0	-10000	158	0	0	7 RITIRO DIFFERENZIALE
0	0	-10000	158	0	0	8a CARICHI ACCIDENTALI
0	0	-10000	156	0	0	8b CARICHI ACCIDENTALI
0	0	-10000	150	0	0	8c CARICHI ACCIDENTALI

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri

Ellera Scalo _06132 PERUGIA (PG)

T 075.51871 - F 075.517145

info@generaleprefabbricatispa.com

www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.

PEC generaleprefabbricati@legalmail.it

Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545

R.E.A. Perugia n. 111818

Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta

all'attività di direzione e coordinamento

da parte di PEC.CO S.r.l.

iscritta nel registro delle imprese

di Perugia al n. 09332330159

TENSIONI CALCESTRUZZO									
sigma c trave		limiti		sigmac getto		limiti sigmac getto : COMP.= 112.1 TRAZ. = -22.2			
SUP.	INF.	COMPR.	TRAZ.	SUP.	INF.	N. Titolo Fase			
0.0T	0.0T	184.3	0.0			1	FT PRECOMPRESSIONE		
15.7	65.2	184.3	-30.7			2	FT PESO PROPRIO		
13.9	67.0	184.3	-30.7			3	FT FASE DI SOLLEVAMENTO		
13.3	57.8	138.2	-21.3			4	FP PRIMA FASE PERDITE (100%)		
21.8	49.5	273.9	-45.7			5	FT Peso Getto Liquido		
28.1	36.5	205.4	-21.3	9.4	5.3	6	FP CARICHI PERMANENTI		
38.6	31.7	273.9	-45.7	21.6	14.3	7	FT RITIRO DIFFERENZIALE		
38.6	31.7	205.4	-32.0	21.6	14.3	8a	FV CARICHI ACCIDENTALI		
38.9	31.2	205.4	-32.0	22.0	14.5	8b	FV CARICHI ACCIDENTALI		
39.9	29.0	273.9	-32.0	23.6	15.4	8c	FV CARICHI ACCIDENTALI		

VERIFICHE SEZIONE ASCISSA cm. 269.0 - Verifica a sezione tutta reagente precompressa

ARMATURA PRETESA Valori sigma mediati su tutta l'armatura efficace

Area trefoli efficaci -non inguainati- (cmq) = 3.64 | baricentro trefoli (cm) = 5.5

Sigma Acciaio Preteso (N/mmq) : al tiro = 1425. | al taglio = 1400.

Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al tiro = 16.09 %

Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al taglio = 14.59 %

VERIFICHE A FLESSIONE Azioni (di fase) e Sigma (accumulate) nel Calcestruzzo ai Lembi Trave

Baricentro Trave = cm. 9.84 Altezza Trave = cm. 20.00

Baricentro Trave dopo il Getto = cm. 13.51

LEGENDA - U.M. Forze = DaN - Momenti = DaNcm - Sigma = DaN/cm²
 Nv = Sforzo assiale dovuto a carichi esterni : >0 compressione
 Myv = Momento dei carichi attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro
 Mzv = Momento dei carichi attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore
 Np = Sforzo assiale dovuto alla precompressione (comprese perdite) : >0 compressione
 Myp = Momento dovuto a Np attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro
 Mzp = Momento dovuto a Np attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore
 Myt = Incremento del Momento attorno all' asse yy verticale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese
 Mzt = Incremento del Momento attorno all' asse zz orizzontale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese

SFORZI									
Totali di I fase ZZ		Totali di II fase ZZ		N. Titolo Fase					
Nv	Mzv	Nv	Mzv						
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1	PRECOMPRESSIONE				
0.00000E+00	0.10503E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	2	PESO PROPRIO				
0.00000E+00	0.99389E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	3	FASE DI SOLLEVAMENTO				
0.00000E+00	0.99389E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	4	PRIMA FASE PERDITE (100%)				
0.00000E+00	0.16685E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	5	Peso Getto Liquido				
0.00000E+00	0.16685E+06	0.00000E+00	0.18243E+06	6	CARICHI PERMANENTI				
0.00000E+00	0.16685E+06	0.98309E+04	0.27074E+06	7	RITIRO DIFFERENZIALE				
0.00000E+00	0.16685E+06	0.98309E+04	0.27074E+06	8a	CARICHI ACCIDENTALI				
0.00000E+00	0.16685E+06	0.98309E+04	0.27833E+06	8b	CARICHI ACCIDENTALI				
0.00000E+00	0.16685E+06	0.98309E+04	0.30866E+06	8c	CARICHI ACCIDENTALI				

Convenzione di segno della Sigma Calcestruzzo ed Acciai : >0 compressione , <0 trazione

-- Simboli previsti a lato dei valori delle sigma --

Simbolo per Sigma : * = valore fuori limite

Simbolo per Sigma : F = Sezione fessurata - le compressioni sono quelle esatte , le trazioni sono = 0.

Simbolo per Sigma : T = Valore teorico a sezione tutta reagente : es. dovuto alla pretensione senza peso proprio

Sigma Trefoli Totale = sigma totale del trefolo più sollecitato dovuta alla precompressione, alle perdite e agli sforzi esterni

Sigma Trefoli incr. = variazione sigma del trefolo più sollecitato dovuta alla fase corrente

TENSIONI ARMATURE

Barre. trave	Sigma	Trefoli	Barre. getto	N. Titolo Fase
traz. compr.	totale	incr.	traz. compr.	
0	0	0		1 PRECOMPRESSIONE
0	-10000	230		2 PESO PROPRIO
0	-10000	232		3 FASE DI SOLLEVAMENTO
0	-10000	200		4 PRIMA FASE PERDITE (100%)
0	-10000	178		5 Peso Getto Liquido
0	-10000	121	0	6 CARICHI PERMANENTI
0	-10000	119	0	7 RITIRO DIFFERENZIALE
0	-10000	119	0	8a CARICHI ACCIDENTALI
0	-10000	117	0	8b CARICHI ACCIDENTALI
0	-10000	107	0	8c CARICHI ACCIDENTALI

TENSIONI CALCESTRUZZO

sigma c trave	limiti	sigmac getto	limiti sigmac getto : COMP. = 112.1 TRAZ. = -22.2	N. Titolo Fase
SUP. INF.	COMPR. TRAZ.	SUP. INF.		
0.0T 0.0T	184.3 0.0			1 FT PRECOMPRESSIONE
21.9 59.3	184.3 -30.7			2 FT PESO PROPRIO
21.0 60.1	184.3 -30.7			3 FT FASE DI SOLLEVAMENTO
20.4 51.1	138.2 -21.3			4 FP PRIMA FASE PERDITE (100%)
31.4 40.4	273.9 -45.7			5 FT Peso Getto Liquido
41.2 20.1	205.4 -21.3	14.7 8.3		6 FP CARICHI PERMANENTI
51.7 15.3	273.9 -45.7	26.9 17.3		7 FT RITIRO DIFFERENZIALE
51.7 15.3	205.4 -32.0	26.9 17.3		8a FV CARICHI ACCIDENTALI
52.2 14.5	205.4 -32.0	27.5 17.6		8b FV CARICHI ACCIDENTALI
53.8 11.1	273.9 -32.0	30.0 19.0		8c FV CARICHI ACCIDENTALI

VERIFICA FLESSIONALE ALLO STATO ULTIMO DI ROTTURA

LEGENDA

Sez. = n° della sezione
 Asc. = ascissa della sezione
 Comb. = n° della combinazione delle azioni
 Msd+/- = momento di calcolo positivo/negativo
 Mrd+/- = momento resistente di calcolo positivo/negativo
 Kr+ = Mrd+/Msd+
 Kr- = Mrd-/Msd-
 x = distanza asse neutro dal lembo compresso
 gammas = fattore di sicurezza parziale delle azioni a sfavore di sicurezza
 gammaf = fattore di sicurezza parziale delle azioni a favore di sicurezza
 psi = coefficienti di combinazione delle azioni
 gammap = fattore di sicurezza parziale per la precompressione
 PF = precompressione favorevole
 PS = precompressione sfavorevole

COMBINAZIONE DI AZIONI : n. combinazioni = 1
 Combinazione n. 1

Fase	Titolo Fase	gammas	gammaf	psi
1	Peso Proprio	1.30	1.00	1.00
2	Permanenti	1.30	1.00	1.00
3	Permanenti	1.50	1.00	1.00
4	Permanenti	1.50	1.00	1.00
1	Variabili	1.50	0.00	1.00

Valori gamma	Arm.Pretese	Arm.Postese	Calcestruzzo	Arm.Lente
	1.00	1.00	1.00	1.00

Valori gammap	Arm.Pretese	Arm.Postese
Sfavorevole (PS))	1.00	1.00
Favorevole (PF))	1.00	1.00

MOMENTI DI PROGETTO E RAPPORTI CON I MOMENTI RESISTENTI DI CALCOLO (DaNcm)

Sez.	Asc.	Comb.	x	Msd+	Mrd+	kr+	x	Msd-	Mrd-	kr-	tipo di crisi
1	21.0	1	0.7	0.2381E+06	0.3711E+06	1.56 PS	0.4	0.4895E+05	-1.068E+06	99.00 PF	armat. prec. -tref
2	112.2	1	1.5	0.5285E+06	0.1047E+07	1.98 PS	0.8	0.4368E+05	-2.2573E+06	99.00 PF	armat. prec. -tref
3	269.0	1	1.5	0.6799E+06	0.1047E+07	1.54 PS	0.8	0.0000E+00	-2.2573E+06	99.00 PF	armat. prec. -tref
4	425.8	1	1.5	0.5285E+06	0.1047E+07	1.98 PS	0.8	0.4368E+05	-2.2573E+06	99.00 PF	armat. prec. -tref
5	517.0	1	0.7	0.2381E+06	0.3711E+06	1.56 PS	0.4	0.4895E+05	-1.068E+06	99.00 PF	armat. prec. -tref

Valore MINIMO del rapporto Mrd/Msd = 1.54 nella sez. di ascissa = 533.0 Comb. carico = 1

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri
 Ellera Scalo_06132 PERUGIA (PG)
 T 075.51871 - F 075.517145
 info@generaleprefabbricati spa.com
 www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.

PEC generaleprefabbricati@legalmail.it

Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545

R.E.A. Perugia n. 11818

Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di PEC.CO S.r.l. iscritta nel registro delle imprese di Perugia al n. 09332330159

VERIFICA A FESSURAZIONE NELLA FASE 8 CARICHI ACCIDENTALI

SEZ.	Asc.	Quasi permanente			Frequente		
		Mom. fessurazione di Formazione Fessure			Mom. fessurazione di Formazione Fessure		
		Mom.Fes.	Mom.Car.	KFESS	Mom.Fes.	Mom.Car.	KFESS
1	112.2	0.95182E+06	0.31333E+06	3.00	0.95546E+06	0.31819E+06	3.00
2	269.0	0.99461E+06	0.43759E+06	2.27	0.99825E+06	0.44518E+06	2.24
3	425.7	0.95182E+06	0.31333E+06	3.00	0.95546E+06	0.31819E+06	3.00

		Fr.Elastica	Coeff.Visc.	Fr. Viscosa
PesoProprio	-0.23	2.70	-0.47	
TotalePerm.	0.02	2.70	0.13	
quasi perma	0.09	2.10	0.32	
freq.	0.10	1.50	0.33	
rara	0.12	1.00	0.35	

VERIFICA allo S.L.U. di Taglio

alfa1	alfa2	Fi	ETAp1	ETA1	ALFAct	SIGMApm0	Lpt	Lpt2
1.25	0.19	1.27	3.20	1.00	1.0	13624.6	92.9	111.5
Fck	Fck(t)	Fctm(t)	Fctd(t)	gamma	Fctd	Fbpt	F'ctd	
456.	456.	38.56	18.00	1.50	18.00	44.22	11.94	

SLU di taglio-trazione nella sezione distante h/2 dall' appoggio : x= 21.0

alfa	SIGMAp	Asp	Apref	SIGMAcpm	TAUrd	TAU*rd	Jpref	Spref	Bw
0.188	36.39	3.64	1230.	32.75	16.47	11.95	61800.	4049.	23.6

Vsdg = 1630. | Jpref+sol = 122184. | Spref+sol = 6526. | Hsol = 5.0 |

Vrpref = TAU*rd . Jpref+sol . Bw / Spref+sol = 5284. |

Nb : numero degli alveoli riempiti all' appoggio = 2 | Bc(totale) = 31.0 | d = 19.5 |

Vrbuchi = 2/3 . Bc(totale) . d . F'ctd = 3576. |

Vrdt = Vsdg + Vrpref + Vrbuchi = 1630. + 5284. + 3576. = 10490. |

* Vrdt = 10490. Vsd = 4029. OK = taglio verificato

SLU di taglio-trazione nella prima sezione di completo trasferimento della precompressione : x= 112.2

alfa	SIGMAp	Asp	Apref	SIGMAcpm	TAUrd	TAU*rd	Jpref	Spref	Bw
1.006	36.39	3.64	1230.	32.75	23.43	20.73	61800.	4049.	23.6

Vsdg = 973. | Vrdt = Vsdg + TAU*rd . Jpref+sol . Bw / Spref+sol = 973. + 9302. = 10275. |

* Vrdt = 10275. Vsd = 2490. OK = taglio verificato

SLU di taglio-trazione nella prima sezione di completo trasferimento della precompressione : x= 425.8

alfa	SIGMAp	Asp	Apref	SIGMAcpm	TAUrd	TAU*rd	Jpref	Spref	Bw
1.006	36.39	3.64	1230.	32.75	23.43	20.73	61800.	4049.	23.6

Vsdg = 973. | Vrdt = Vsdg + TAU*rd . Jpref+sol . Bw / Spref+sol = 973. + 9302. = 10275. |

* Vrdt = 10275. Vsd = 2490. OK = taglio verificato

SLU di taglio-trazione nella sezione distante h/2 dall' appoggio : x= 517.0

alfa	SIGMAp	Asp	Apref	SIGMAcpm	TAUrd	TAU*rd	Jpref	Spref	Bw
0.188	36.39	3.64	1230.	32.75	16.47	11.95	61800.	4049.	23.6

Vsdg = 1630. | Jpref+sol = 122184. | Spref+sol = 6526. | Hsol = 5.0 |

Vrpref = TAU*rd . Jpref+sol . Bw / Spref+sol = 5284. |

Nb : numero degli alveoli riempiti all' appoggio = 2 | Bc(totale) = 31.0 | d = 19.5 |

Vrbuchi = 2/3 . Bc(totale) . d . F'ctd = 3576. |

Vrdt = Vsdg + Vrpref + Vrbuchi = 1630. + 5284. + 3576. = 10490. |

* Vrdt = 10490. Vsd = 4029. OK = taglio verificato

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Scalo _06132 PERUGIA (PG)
T 075.51871 - F 075.5171145
info@generaleprefabbricatispa.com
www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.

PEC generaleprefabbricati@legalmail.it

Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545

R.E.A. Perugia n. 11818

Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta
all'attività di direzione e coordinamento
da parte di PEC.CO S.r.l.
iscritta nel registro delle imprese
di Perugia al n. 09332330159

NON esistono sezioni fessurate per flessione allo SLU da verificare a taglio-flessione

App.Sinistro : x= 7.5
 SLU : Taglio.max= 4242. Af inferiore= 1.1 sigma Af= 3913.
 SLE : Reazione q.perman.= -2809. frequente= -2869. rara= -3107.
 SLU : Reazione massima = -4387.
 SLU : Forza Tirante orizzontale Ftd = 4242.

App.Destro : x= 530.5
 SLU : Taglio.max= 4242. Af inferiore= 1.1 sigma Af= 3913.
 SLE : Reazione q.perman.= -2809. frequente= -2869. rara= -3107.
 SLU : Reazione massima = -4387.
 SLU : Forza Tirante orizzontale Ftd = 4242.

VERIFICA FLESSIONALE ALLO STATO ULTIMO DI ROTTURA REI= 120

LEGENDA

Sez. = n° della sezione
 Asc. = ascissa della sezione
 Comb. = n° della combinazione delle azioni
 Msd+/- = momento di calcolo positivo/negativo NB. valori massimi fra tutte le fasi fino alla corrente
 Mrd+/- = momento resistente di calcolo positivo/negativo
 Kr+ = Mrd+/Msd+
 Kr- = Mrd-/Msd-
 x = distanza asse neutro dal lembo compresso
 gammas = fattore di sicurezza parziale delle azioni a sfavore di sicurezza
 gammaf = fattore di sicurezza parziale delle azioni a favore di sicurezza
 psi = coefficienti di combinazione delle azioni
 gammap = fattore di sicurezza parziale per la precompressione
 PF = precompressione favorevole
 PS = precompressione sfavorevole
 Msdfase= momento di calcolo alla fase corrente

COMBINAZIONE DI AZIONI REI= 120

n. combinazioni = 1	IDFA	tipo fase	gammas	gammaf	psi	n.fase
0	p.proprio	1.00	1.00	1.00	1.00	2
2	permanenti	1.00	1.00	1.00	1.00	5
3	permanenti	1.00	1.00	1.00	1.00	6
4	ritiro getto	1.00	1.00	1.00	1.00	7
1	variabili	1.00	0.00	0.00	0.00	8

Precompressione Sfavorevole (PS):gammap trefoli = 1.00 gammap cavi = 1.00

Precompressione Favorevole (PF):gammap trefoli = 1.00 gammap cavi = 1.00

Valori gamma : Calcestruzzo | Arm.lente | Arm.Pretese | Arm.Postese
 1.00 1.00 1.00 1.00

MOMENTI RESISTENTI DI CALCOLO POSITIVI E NEGATIVI REI= 120

Sez.	Asc.	PS/PF	Msd+/-	x	tipo di crisi
1	21.0	PS	0.3017E+06	0.79	armat. prec. -tref
		PS	-.8940E+05	0.41	armat. lente date
2	112.2	PS	0.5872E+06	1.53	armat. prec. -tref
		PS	-.1607E+06	0.82	cls soletta
3	269.0	PS	0.5871E+06	1.53	armat. prec. -tref
		PS	-.1607E+06	0.82	cls soletta
4	425.8	PS	0.5872E+06	1.53	armat. prec. -tref
		PS	-.1607E+06	0.82	cls soletta
5	517.0	PS	0.3017E+06	0.79	armat. prec. -tref
		PS	-.8940E+05	0.41	armat. lente date

MOMENTI DI PROGETTO E RAPPORTI CON I MOMENTI RESISTENTI DI CALCOLO REI= 120

Sez.	Asc.	Comb.	Msd+	Mrd+	kr+	Msd-	Mrd-	kr-	PF	REI
1	21.0	1	0.1735E+06	0.3017E+06	1.74	PF	0.4895E+05	-.8940E+05	99.00	PF REI
2	112.2	1	0.3570E+06	0.5872E+06	1.64	PF	0.4368E+05	-.1607E+06	99.00	PF REI
3	269.0	1	0.4376E+06	0.5871E+06	1.34	PF	0.0000E+00	-.1607E+06	99.00	PF REI
4	425.8	1	0.3570E+06	0.5872E+06	1.64	PF	0.4368E+05	-.1607E+06	99.00	PF REI
5	517.0	1	0.1735E+06	0.3017E+06	1.74	PF	0.4895E+05	-.8940E+05	99.00	PF REI

Valore MINIMO del rapporto Mrd/Msd = 1.34 nella sez.n. 24 ascissa = 269.0 Comb. carico = 1

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri
 Ellera Scalo_06132 PERUGIA (PG)
 T 075.51871 - F 075.517145
 info@generaleprefabbricati spa.com
 www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.
 PEC generaleprefabbricati@legalmail.it
 Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545
 R.E.A. Perugia n. 111818
 Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta
 all'attività di direzione e coordinamento
 da parte di PEC.CO S.r.l.
 iscritta nel registro delle imprese
 di Perugia al n. 09332330159

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO ULTIMO DI ROTTURA REI= 120

C:\CAP_UTI\ALVEO\H20+5E_538_445_50_N EVE 85 R120.xls			
		Value	U.M.
Fire time design	$\theta =$	120	minutes
Design Value of the applied shear force	$V_{Ed} =$	28088	N
Resistant shear value at design fire exposure	$V_{Rd,c,fi} =$	52954,7	N
Ratio $V_{Rd,c,fi}/V_{Ed}$	$V_{Rd,c,fi}/V_{Ed} =$	1,88532	
coefficient that takes into account the concrete stress under fire conditions	$C_{0,1} =$	0,05	N/mm2
coefficient	$\alpha_k =$	2	
coefficient that takes into account the anchored longitudinal reinforcement	$C_{0,2} =$	0,55	N/mm2
average concrete stress due to prestressing force at normal temperature	$\sigma_{cp,20^\circ C} =$	3,64	N/mm2
concrete section area	$A_c =$	122979	mm2
concrete temperature. At mid height of the web	$\theta_{c,m} =$	179,07	°C
mean strength reduction factor for the tensile strength of the concrete along the anchorage with a mean temperature $q_{p,m}$ according to EN 1992-1-2:2004, 3.2.2.2	$k_c(\theta_{c,m}) =$	0,54	
average strength of concrete at elevated temperature. It can be taken equal to the strength of concrete at temperature at mid height of the web	$f_{c,fi,m} =$	43,72	N/mm2
total web thickness	$b_w =$	236,2	mm
effective depth at ambient temperature	$d =$	194,96	mm
characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck} =$	44,78	N/mm2
force capacity of the prestressing and connection reinforcement anchored in the considered cross section	$F_{R,a,fi} =$	136398	N
force capacity of the prestressing steel anchored in the considered section	$F_{R,a,fi,p} =$	39975,9	N
defined in EN 1992-1-1:2004, 8.10.2.2	$\alpha_2 =$	0,19	
defined in EN 1992-1-1:2004, 8.10.2.2	$f =$	12,7	mm
anchorage length of the tendon for the considered section	$x =$	155	mm

```
+++++
STRUTTURA      : Trave Centrale B80 H25+15
SOVRACCARICHI  : interasse = 5.88m
COMMITTENTE    : E.T.S. SPA COPERTURA
+++++

... UNITA' DI MISURA DaN , Cm ...

... NORMATIVA DI CALCOLO : NTC 2018

... CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO
.....

..ARMATURE PRE-TESE.. Fptk= 19000. Fp(1,0)k= 17000. EA= 2000000. GAMMA=1.15 C.OMOG= 6.00
..ARMATURE LENTE.. RM= 15. Fyk= 4400. EAL= 2100000. GAMMA=1.15
                  COPRIF. ARM. LENTE LONG.= 3.00
..SIGMA LIMITE PER LE STAFFE E PIOLI.. SAST= 3080.

... CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO
.....

..CLS TRAVE.. Fck= 456. Fckj= 398. Rck= 550. Rckj= 480. DaN / cm2
              Ec(FINALE)= 350000. Ec(INIZIALE)= 300000. PESO SPECIFICO= 2500. DaN / m3
..CLS GETTO.. COEFF. OMOGENEIZZAZIONE GETTO = 0.80 RCKs= 300. Fcks= 249. DaN / cm2

... DESCRIZIONE GEOMETRICA DELLA TRAVE ...
.....

LUNGHEZZA TOTALE TRAVE = 371.0 cm -- LUCE DI CALCOLO (iniziale) = 345.0 cm

Volume 0.96 m3 | Peso 2412. DaN | Baricentro : quota 17.1 cm | ascissa 185. cm

..DESCRIZIONE A TRAPEZI DEL GETTO DI COMPLETAMENTO..

                                QUOTA INF.(*) misurata da estradosso trave
-SEZ.N. 1 -ASC.X= 0.0 -ALTEZZA GETTO H= 10.0 AREA GETTO= 800. -QUOTA INF.(*)= 0.00
TRAPEZI 1 2
BASE INF. 40.0 120.0
BASE SUP. 40.0 120.0
ALTEZZA 5.0 5.0
-SEZ.N. 2 -ASC.X= 371.0 -ALTEZZA GETTO H= 10.0 AREA GETTO= 800. -QUOTA INF.(*)= 0.00
TRAPEZI 1 2
BASE INF. 40.0 120.0
BASE SUP. 40.0 120.0
ALTEZZA 5.0 5.0

..DESCRIZIONE A TRAPEZI DELLE SEZIONI DI CALCOLO..

-SEZ.N. 1 -ASC.= 40.0 -ALTEZZA TRAVE= 40.0 -QUOTA INTRAD.= 0.0 -AREA CLS= 2600.
TRAPEZI 1 2
BASE INF. 80.0 40.0
BASE SUP. 80.0 40.0
ALTEZZA 25.0 15.0

-SEZ.N. 2 -ASC.= 130.0 -ALTEZZA TRAVE= 40.0 -QUOTA INTRAD.= 0.0 -AREA CLS= 2600.
FORMA UGUALE A QUELLA DELLA SEZIONE N. 1

-SEZ.N. 3 -ASC.= 185.5 -ALTEZZA TRAVE= 40.0 -QUOTA INTRAD.= 0.0 -AREA CLS= 2600.
FORMA UGUALE A QUELLA DELLA SEZIONE N. 1

... DESCRIZIONE DELLE ARMATURE LENTE ...
.....

ARMATURA LONGITUDINALE. Quote dal basso: Nella Trave Nel Getto
SEZ.N. 1 ASC. X = 40.0 N.LIVELLO AREA QUOTA AREA QUOTA
Ascissa = 40.0 Nessuna armatura lenta attiva nella sezione - impossibile la verifica

SEZ.N. 2 ASC. X = 130.0 N.LIVELLO AREA QUOTA AREA QUOTA
1 0.50 7.5
2 0.50 35.0
SEZ.N. 3 ASC. X = 185.5 N.LIVELLO AREA QUOTA AREA QUOTA
1 0.50 7.5
2 0.50 35.0
```



STAFFE ASSEGNATE

N.Braccia	Diam	Passo	Angolo	xIniz.	xFin.	cmq/m
4	10.	10.0	90.	0.0	120.0	31.42
4	10.	20.0	90.	120.0	251.0	15.71
4	10.	10.0	90.	251.0	371.0	31.42

... DESCRIZIONE DELLE ARMATURE PRE-TESE ...

.....
lunghezza dei tratti di diffusione della precompressione =106. cm

{6}

..ARMATURE A TRACCIATO ORIZZONTALE..

N.	AREA TOTALE	SIGMA AL TIRO	RILAS. INIZIALE	QUOTA - TRATTI	INATTIVI DA	DEI A	TREFOLI - DA	ANC.SIN A	ANC.DES (cm)	LGUAINA SINISTRA	LGUAINA DESTRA
1	11.12	14250.	350.	5.0	0.0	106.0	265.0	371.0	106.	0.	0.
2	2.78	14250.	350.	35.0	0.0	106.0	265.0	371.0	106.	0.	0.
3	0.00	14250.	350.	0.0	0.0	106.0	265.0	371.0	0.	0.	106.

{6}

TIRO TOTALE	BARIC.TIRO	TIRO RIALZATI	FORZA DEV.MAX	FORZA DEV.SIN	FORZA DEV.DES
198075.	11.00	0.	0.	0.	0.

... FASI DI VERIFICA DELLA STRUTTURA ...

.....

-- FASE 2 -- PESO PROPRIO

APPOGGIO DI SINISTRA XR1= 13.0 APPOGGIO DI DESTRA XR2= 358.0

REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE	REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE
-1206.	-1206.	-1206.	-1206.

-- FASE 3 -- PRIMA FASE PERDITE (50%)

PERDITE PER RILASSAMENTO DELLE ARMATURE PRETESE

COEFF. C = 9.0 CADUTA A 1000 ORE = 407.0 CADUTA A T > DI 2000 ORE = 462.5

PERDITE PER VISCOSITA' - COEFF = 1.96

PERDITE PER RITIRO - COEFF=0.00023

FRAZIONI DELLE PERDITE SCONTATE NELLA FASE

RILASS RITIRO VISCOS

ARMATURE			
PRETESE	0.50	0.50	0.50

-- FASE 4 -- 1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)

N.	TIPO	X INIZIO	X FINE	VALORE_INI.	VALORE_FINE	ECCENT.Z	QUOTA_Y	DIREZIONE
1	FORZA DISTRIBUITA	0.0	371.0	22.64	22.64	0.00	0.00	VERTICALE

APPOGGIO DI SINISTRA XR1= 13.0 APPOGGIO DI DESTRA XR2= 358.0

REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE	REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE
-4200.	-5405.	-4200.	-5405.

-- FASE 5 -- SECONDA FASE PERDITE (25%)

PERDITE PER RILASSAMENTO DELLE ARMATURE PRETESE

COEFF. C = 9.0 CADUTA A 1000 ORE = 407.0 CADUTA A T > DI 2000 ORE = 462.5

PERDITE PER VISCOSITA' - COEFF = 1.96

PERDITE PER RITIRO - COEFF=0.00023

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Scalo_06132 PERUGIA (PG)
T 075.51871 - F 075.5171145
info@generaleprefabbricatispa.com
www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.
PEC generaleprefabbricati@legalmail.it
Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545
R.E.A. Perugia n. 111818
Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta
all'attività di direzione e coordinamento
da parte di PEC.CO S.r.l.
iscritta nel registro delle imprese
di Perugia al n. 09332330159



FRAZIONI DELLE PERDITE SCONTATE NELLA FASE

RILASS RITIRO VISCOS
ARMATURE
PRETESE 0.25 0.25 0.25

-- FASE 6 -- 2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)

N.	TIPO	X INIZIO	X FINE	VALORE_INI.	VALORE_FINE	ECCENT.Z	QUOTA_Y	DIREZIONE
1	FORZA DISTRIBUITA	0.0	371.0	26.16	26.16	0.00	0.00	VERTICALE
APPOGGIO DI SINISTRA XR1=		13.0	APPOGGIO DI DESTRA XR2=		358.0			
REAZIONE FASE		REAZIONE TOTALE		REAZIONE FASE		REAZIONE TOTALE		
-4853.		-10258.		-4853.		-10258.		

-- FASE 7 -- TERZA FASE PERDITE (25%)

PERDITE PER RILASSAMENTO DELLE ARMATURE PRETESE

COEFF. C = 9.0 CADUTA A 1000 ORE = 407.0 CADUTA A T > DI 2000 ORE = 462.5
PERDITE PER VISCOSITA' - COEFF = 1.96
PERDITE PER RITIRO - COEFF=0.00023

FRAZIONI DELLE PERDITE SCONTATE NELLA FASE

RILASS RITIRO VISCOS
ARMATURE
PRETESE 0.25 0.25 0.25

-- FASE 8 -- SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)

N.	TIPO	X INIZIO	X FINE	VALORE_INI.	VALORE_FINE	ECCENT.Z	QUOTA_Y	DIREZIONE
1	FORZA DISTRIBUITA	0.0	371.0	2.94	2.94	0.00	0.00	VERTICALE
2	FORZA DISTRIBUITA	0.0	371.0	5.00	5.00	0.00	0.00	VERTICALE

psi freq. = 0.20

REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE	REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE
-295.	-10553.	-295.	-10553.

psi rara = 1.00

REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE	REAZIONE FASE	REAZIONE TOTALE
-1473.	-11731.	-1473.	-11731.

Procedura CaprelNTC - release 7.06 - Settembre 2021

RELAZIONE DI CALCOLO - VERIFICHE TENSIONALI , A ROTTURA , A FESSURAZIONE

Trave Centrale B80 H25+15

VERIFICHE SEZIONE ASCISSA cm. 40.0 - Verifica a sezione tutta reagente precompressa

ARMATURA PRETESA Valori sigma mediati su tutta l'armatura efficace

Area trefoli efficaci -non inguainati- (cmq) = 13.90 | baricentro trefoli (cm) = 11.0

Sigma Acciaio Preteso (Kg/Cmq) : al tiro = 14250. | al taglio = 13900.

Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al tiro = 76.08 %
Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al taglio = 75.47 %

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Scalo_06132 PERUGIA (PG)
T 075.51871 - F 075.5171145
info@generaleprefabbricatispa.com
www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.
PEC generaleprefabbricati@legalmail.it
Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545
R.E.A. Perugia n. 111818
Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta
all'attività di direzione e coordinamento
da parte di PEC.CO S.r.l.
iscritta nel registro delle imprese
di Perugia al n. 09332330159

VERIFICHE A FLESSIONE

Azioni (di fase) e Sigma (accumulate) nel Calcestruzzo ai Lembi Trave

Baricentro Trave = cm. 17.05 Altezza Trave = cm. 40.00
Baricentro Trave dopo il Getto = cm. 22.76

{7}

LEGENDA - U.M. Forze = Kg - Momenti = Kgcm - Sigma = Kg/cm²

Nv = Sforzo assiale dovuto a carichi esterni : >0 compressione

Myv = Momento dei carichi attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro

Mzv = Momento dei carichi attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore

Np = Sforzo assiale dovuto alla precompressione (comprese perdite) : >0 compressione

Myp = Momento dovuto a Np attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro

Mzp = Momento dovuto a Np attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore

Myt = Incremento del Momento attorno all' asse yy verticale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese

Mzt = Incremento del Momento attorno all' asse zz orizzontale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese

SFORZI

Totali di I fase ZZ	Totali di II fase ZZ	N. Titolo Fase
Nv	Mzv	
0.00000E+00	0.00000E+00	1 TAGLIO TREFOLI
0.00000E+00	0.27355E+05	2 PESO PROPRIO
0.00000E+00	0.27355E+05	3 PRIMA FASE PERDITE (50%)
0.00000E+00	0.12264E+06	4 1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)
0.00000E+00	0.12264E+06	5 SECONDA FASE PERDITE (25%)
0.00000E+00	0.12264E+06	6 2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)
0.00000E+00	0.12264E+06	7 TERZA FASE PERDITE (25%)
0.00000E+00	0.12264E+06	8a SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
0.00000E+00	0.12264E+06	8b SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
0.00000E+00	0.12264E+06	8c SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)

\$7}

{7}

Convenzione di segno della Sigma Calcestruzzo ed Acciai : >0 compressione , <0 trazione

-- Simboli previsti a lato dei valori delle sigma --

Simbolo per Sigma : * = valore fuori limite

Simbolo per Sigma : F = Sezione fessurata - le compressioni sono quelle esatte , le trazioni sono = 0.

Simbolo per Sigma : T = Valore teorico a sezione tutta reagente : es. dovuto alla pretensione senza peso proprio

Sigma Trefoli Totale = sigma totale del trefolo più sollecitato dovuta alla precompressione, alle perdite e agli sforzi esterni

Sigma Trefoli incr. = variazione sigma del trefolo più sollecitato dovuta alla fase corrente

TENSIONI ARMATURE

Barre. trave	Sigma Trefoli	Barre. getto	N. Titolo Fase
traz. compr.	totale incr.	traz. compr.	
0	-10000	-5	1 TAGLIO TREFOLI
0	-10000	-18	2 PESO PROPRIO
0	-10000	-20	3 PRIMA FASE PERDITE (50%)
0	-10000	-54	4 1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)
0	-10000	-54	5 SECONDA FASE PERDITE (25%)
0	-10000	-65	6 2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)
0	-10000	-63	7 TERZA FASE PERDITE (25%)
0	-10000	-63	8a SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
0	-10000	-64	8b SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
0	-10000	-67	8c SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)

TENSIONI CALCESTRUZZO

sigma c trave		limiti		sigmac getto		limiti sigmac getto : COMP.= 112.1 TRAZ. = -18.7	
SUP.	INF.	COMP.	TRAZ.	SUP.	INF.	N. TF	Titolo Fase
-4.8T	47.9T	278.9	0.0			1	FT TAGLIO TREFOLI
-2.8P	46.2	278.9	-29.2			2	FT PESO PROPRIO
0.0*	43.4	179.3	0.0			3	FP PRIMA FASE PERDITE (50%)
4.8	38.2	205.4	-17.0			4	FP 1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)
5.1	36.9	205.4	-17.0			5	FP SECONDA FASE PERDITE (25%)
7.6	33.6	205.4	-17.0		2.0	6	FP 2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)
7.5	32.6	205.4	-17.0	3.3	2.0	7	FP TERZA FASE PERDITE (25%)
7.5	32.6	205.4	-25.5	3.3	2.0	8a	FV SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
7.7	32.4	205.4	-25.5	3.5	2.1	8b	FV SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
8.3	31.6	273.9	-25.5	4.3	2.6	8c	FV SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)

\$7}

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Scalo _06132 PERUGIA (PG)
T 075.51871 - F 075.517145
info@generaleprefabbricatispa.com
www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.

PEC generaleprefabbricati@legalmail.it

Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545

R.E.A. Perugia n. 111818

Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta

all'attività di direzione e coordinamento

da parte di PEC.CO S.r.l.

iscritta nel registro delle imprese

di Perugia al n. 09332330159



VERIFICHE SEZIONE ASCISSA cm. 130.0 - Verifica a sezione tutta reagente precompressa

ARMATURA PRETESA Valori sigma mediati su tutta l'armatura efficace

Area trefoli efficaci -non inguainati- (cmq) = 13.90 | baricentro trefoli (cm) = 11.0

Sigma Acciaio Preteso (Kg/Cmq) : al tiro = 14250. | al taglio = 13900.

Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al tiro = 20.97 %

Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al taglio = 18.98 %

VERIFICHE A FLESSIONE Azioni (di fase) e Sigma (accumulate) nel Calcestruzzo ai Lembi Trave

Baricentro Trave = cm. 16.95 Altezza Trave = cm. 40.00

Baricentro Trave dopo il Getto = cm. 22.57

{7}

LEGENDA - U.M. Forze = Kg - Momenti = Kgcm - Sigma = Kg/cm²

Nv = Sforzo assiale dovuto a carichi esterni : >0 compressione

Mvv = Momento dei carichi attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro

Mzv = Momento dei carichi attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore

Np = Sforzo assiale dovuto alla precompressione (comprese perdite) : >0 compressione

Myp = Momento dovuto a Np attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro

Mzp = Momento dovuto a Np attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore

Myt = Incremento del Momento attorno all' asse yy verticale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese

Mzt = Incremento del Momento attorno all' asse zz orizzontale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese

SFORZI

Totali di I fase ZZ		Totali di II fase ZZ		N. Titolo Fase
Nv	Mzv	Nv	Mzv	
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1 TAGLIO TREFOLI
0.00000E+00	0.86148E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	2 PESO PROPRIO
0.00000E+00	0.86148E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	3 PRIMA FASE PERDITE (50%)
0.00000E+00	0.38621E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	4 1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)
0.00000E+00	0.38621E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	5 SECONDA FASE PERDITE (25%)
0.00000E+00	0.38621E+06	0.00000E+00	0.34671E+06	6 2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)
0.00000E+00	0.38621E+06	-0.13007E+05	0.44511E+06	7 TERZA FASE PERDITE (25%)
0.00000E+00	0.38621E+06	-0.13007E+05	0.44511E+06	8a SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
0.00000E+00	0.38621E+06	-0.13007E+05	0.46615E+06	8b SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
0.00000E+00	0.38621E+06	-0.13007E+05	0.55034E+06	8c SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)

{7}

{7}

Convenzione di segno della Sigma Calcestruzzo ed Acciai : >0 compressione , <0 trazione

-- Simboli previsti a lato dei valori delle sigma --

Simbolo per Sigma : * = valore fuori limite

Simbolo per Sigma : F = Sezione fessurata - le compressioni sono quelle esatte , le trazioni sono = 0.

Simbolo per Sigma : T = Valore teorico a sezione tutta reagente : es. dovuto alla pretensione senza peso proprio

Sigma Trefoli Totale = sigma totale del trefolo più sollecitato dovuta alla precompressione, alle perdite e agli sforzi esterni

Sigma Trefoli incr. = variazione sigma del trefolo più sollecitato dovuta alla fase corrente

TENSIONI ARMATURE

Barre. trave		Sigma Trefoli		Barre. getto		N. Titolo Fase
traz.	compr.	totale	incr.	traz.	compr.	
0	1586	-10000	-38			1 TAGLIO TREFOLI
0	1547	-10000	-67			2 PESO PROPRIO
0	1405	-10000	-78			3 PRIMA FASE PERDITE (50%)
0	1271	-10000	-180			4 1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)
0	1212	-10000	-183			5 SECONDA FASE PERDITE (25%)
0	1110	-10000	-216	0	0	6 2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)
0	1026	-10000	-201	0	0	7 TERZA FASE PERDITE (25%)
0	1026	-10000	-201	0	0	8a SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
0	1020	-10000	-203	0	0	8b SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)
0	995	-10000	-212	0	0	8c SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Scalo _06132 PERUGIA (PG)
T 075.51871 - F 075.5171145
info@generaleprefabbricatispa.com
www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.

PEC generaleprefabbricati@legalmail.it

Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545

R.E.A. Perugia n. 111818

Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta
all'attività di direzione e coordinamento
da parte di PEC.CO S.r.l.
iscritta nel registro delle imprese
di Perugia al n. 09332330159

TENSIONI CALCESTRUZZO									
limiti				sigmac getto		limiti sigmac getto : COMP.= 112.1 TRAZ. = -18.7			
SUP.	INF.	COMPR.	TRAZ.	SUP.	INF.	N. TF	Titolo Fase		
-11.7T	132.8T	278.9	0.0			1	FT TAGLIO TREFOLI		
-5.4	128.2	278.9	-29.2			2	FT PESO PROPRIO		
0.0*	115.6	179.3	0.0			3	FP PRIMA FASE PERDITE (50%)		
20.2	99.7	205.4	-17.0			4	FP 1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)		
21.4	94.5	205.4	-17.0			5	FP SECONDA FASE PERDITE (25%)		
29.3	84.3	205.4	-17.0	9.9	6.3	6	FP 2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)		
27.3	78.0	205.4	-17.0	9.2	4.7	7	FP TERZA FASE PERDITE (25%)		
27.3	78.0	205.4	-25.5	9.2	4.7	8a	FV SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		
27.8	77.3	205.4	-25.5	9.8	5.1	8b	FV SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		
29.7	74.9	273.9	-25.5	12.2	6.6	8c	FV SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		

VERIFICHE SEZIONE ASCISSA cm. 185.5 - Verifica a sezione tutta reagente precompressa

ARMATURA PRETESA Valori sigma mediati su tutta l'armatura efficace

Area trefoli efficaci -non inguainati- (cmq) = 13.90 | baricentro trefoli (cm) = 11.0

Sigma Acciaio Preteso (Kg/Cmq) : al tiro = 14250. | al taglio = 13900.

Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al tiro = 20.92 %

Percentuale perdite Tensione efficace su sigma al taglio = 18.93 %

VERIFICHE A FLESSIONE Azioni (di fase) e Sigma (accumulate) nel Calcestruzzo ai Lembi Trave

Baricentro Trave = cm. 16.95 Altezza Trave = cm. 40.00

Baricentro Trave dopo il Getto = cm. 22.57

{7}

LEGENDA - U.M. Forze = Kg - Momenti = Kgcm - Sigma = Kg/cm2

Nv = Sforzo assiale dovuto a carichi esterni : >0 compressione

Myv = Momento dei carichi attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro

Mzv = Momento dei carichi attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore

Np = Sforzo assiale dovuto alla precompressione (comprese perdite) : >0 compressione

Myp = Momento dovuto a Np attorno all' asse yy verticale : >0 teso lembo sinistro

Mzp = Momento dovuto a Np attorno all' asse zz orizzontale : >0 teso lembo inferiore

Myt = Incremento del Momento attorno all' asse yy verticale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese

Mzt = Incremento del Momento attorno all' asse zz orizzontale di traslazione per Taglio : agli SLE SOLO per sezioni NON precomprese

SFORZI									
I fase ZZ				II fase ZZ		N. Titolo Fase			
Nv	Mzv	Nv	Mzv	Nv	Mzv				
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1	TAGLIO TREFOLI		
0.00000E+00	0.96159E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2	PESO PROPRIO		
0.00000E+00	0.96159E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3	PRIMA FASE PERDITE (50%)		
0.00000E+00	0.43109E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4	1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)		
0.00000E+00	0.43109E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5	SECONDA FASE PERDITE (25%)		
0.00000E+00	0.43109E+06	0.00000E+00	0.38700E+06	0.38700E+06	0.38700E+06	6	2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)		
0.00000E+00	0.43109E+06	-0.13055E+05	0.48709E+06	0.48709E+06	0.48709E+06	7	TERZA FASE PERDITE (25%)		
0.00000E+00	0.43109E+06	-0.13055E+05	0.48709E+06	0.48709E+06	0.48709E+06	8a	SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		
0.00000E+00	0.43109E+06	-0.13055E+05	0.51058E+06	0.51058E+06	0.51058E+06	8b	SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		
0.00000E+00	0.43109E+06	-0.13055E+05	0.60455E+06	0.60455E+06	0.60455E+06	8c	SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		

{7}

Convenzione di segno della Sigma Calcestruzzo ed Acciai : >0 compressione , <0 trazione

-- Simboli previsti a lato dei valori delle sigma --

Simbolo per Sigma : * = valore fuori limite

Simbolo per Sigma : F = Sezione fessurata - le compressioni sono quelle esatte , le trazioni sono = 0.

Simbolo per Sigma : T = Valore teorico a sezione tutta reagente : es. dovuto alla pretensione senza peso proprio

Sigma Trefoli Totale = sigma totale del trefolo più sollecitato dovuta alla precompressione, alle perdite e agli sforzi esterni

Sigma Trefoli incr. = variazione sigma del trefolo più sollecitato dovuta alla fase corrente

TENSIONI ARMATURE							
Barre. trave	Sigma	Trefoli	Barre. getto				
traz. compr.	totale	incr.	traz. compr.	N.	Titolo Fase		
0	1586	-10000	-38	1	TAGLIO TREFOLI		
0	1543	-10000	-71	2	PESO PROPRIO		
0	1401	-10000	-81	3	PRIMA FASE PERDITE (50%)		
0	1251	-10000	-195	4	1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)		
0	1193	-10000	-198	5	SECONDA FASE PERDITE (25%)		
0	1079	-10000	-235	6	2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)		
0	995	-10000	-220	7	TERZA FASE PERDITE (25%)		
0	995	-10000	-220	8a	SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		
0	988	-10000	-222	8b	SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		
0	960	-10000	-232	8c	SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		

TENSIONI CALCESTRUZZO							
sigma c trave	limiti	sigma c getto	limiti	sigma c getto : COMP. = 112.1 TRAZ. = -18.7			
SUP. INF.	COMPR. TRAZ.	SUP. INF.	N. TF	Titolo Fase			
-11.7T	132.8T	278.9	0.0	1	FT TAGLIO TREFOLI		
-4.7	127.7	278.9	-29.2	2	FT PESO PROPRIO		
0.0*	115.1	179.3	0.0	3	FP PRIMA FASE PERDITE (50%)		
23.4	97.3	205.4	-17.0	4	FP 1) PERMANENTI PRIMA FASE (Alveolare H20+5)		
24.6	92.2	205.4	-17.0	5	FP SECONDA FASE PERDITE (25%)		
33.4	80.8	205.4	-17.0	6	FP 2) PERMANENTI SECONDA FASE (445 daN/mq)		
31.4	74.4	205.4	-17.0	7	FP TERZA FASE PERDITE (25%)		
31.4	74.4	205.4	-25.5	8a	FV SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		
31.9	73.7	205.4	-25.5	8b	FV SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		
34.1	71.0	273.9	-25.5	8c	FV SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)		

\$7}

VERIFICA FLESSIONALE ALLO STATO ULTIMO DI ROTTURA

LEGENDA

Sez. = n° della sezione
 Asc. = ascissa della sezione
 Comb. = n° della combinazione delle azioni
 Msd+/- = momento di calcolo positivo/negativo
 Mrd+/- = momento resistente di calcolo positivo/negativo
 Kr+ = Mrd+/Msd+
 Kr- = Mrd-/Msd-
 x = distanza asse neutro dal lembo compresso
 gammas = fattore di sicurezza parziale delle azioni a sfavore di sicurezza
 gammaf = fattore di sicurezza parziale delle azioni a favore di sicurezza
 psi = coefficienti di combinazione delle azioni
 gammap = fattore di sicurezza parziale per la precompressione
 PF = precompressione favorevole
 PS = precompressione sfavorevole

COMBINAZIONE DI AZIONI : n. combinazioni = 1
 Combinazione n. 1

Fase	Titolo Fase	gammas	gammaf	psi
1	Peso Proprio	1.30	1.00	1.00
2	Permanenti	1.50	1.00	1.00
3	Permanenti	1.50	1.00	1.00
1	Variabili	1.50	0.00	1.00

Valori gamma	Arm.Pretese	Arm.Postese	Calcestruzzo	Arm.Lente
1.15	1.15	1.50	1.15	

Valori gammap	Arm.Pretese	Arm.Postese
Sfavorevole (PS))	1.00	1.00
Favorevole (PF))	1.00	1.00

MOMENTI DI PROGETTO E RAPPORTI CON I MOMENTI RESISTENTI DI CALCOLO (DaNcm)

Sez.	Asc.	Comb.	x	Msd+	Mrd+	kr+	x	Msd-	Mrd-	kr-	tipo di crisi
1	40.0	1	22.5	0.6816E+06	0.6358E+07	9.33 PS	8.9	0.2879E+06	-1.1491E+07	99.00 PF	cls soletta
2	130.0	1	22.5	0.1350E+07	0.6409E+07	4.75 PS	8.6	0.1098E+06	-1.1558E+07	99.00 PF	cls soletta
3	185.5	1	22.5	0.1384E+07	0.6403E+07	4.63 PS	8.6	0.0000E+00	-1.1556E+07	99.00 PF	cls soletta

\$7}

Valore MINIMO del rapporto Mrd/Msd = 4.63 nella sez. di ascissa = 167.0 Comb. carico = 1

ambiente poco aggressivo - Sigma fessurazione (Kg/cm2) : cls trave = -25.5 - cls getto = -18.9

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.

Centro Direzionale Quattrotorri
 Ellera Scalo_06132 PERUGIA (PG)
 T 075.51871 - F 075.517145
 info@generaleprefabbricatispa.com
 www.generaleprefabbricati.com

Capitale sociale € 7.785.520,00 i.v.

PEC generaleprefabbricati@legalmail.it

Registro imprese di Perugia e codice fiscale n. 00459650545

R.E.A. Perugia n. 11818

Partita IVA n. 00459650545

Società con unico socio, soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di PEC.CO S.r.l. iscritta nel registro delle imprese di Perugia al n. 09332330159

VERIFICA A FESSURAZIONE NELLA FASE 8 SOVRACCARICO VARIABILE (50+85 daN/mq)

SEZ.	Asc.	Quasi permanente	Frequente					
		Mom. fessurazione di Formazione Fessure			Mom. fessurazione di Formazione Fessure			
		Mom.Fes.	Mom.Car.	KFESS	Mom.Fes.	Mom.Car.	KFESS	
1	130.0	0.42325E+07	0.73292E+06	3.00	0.42325E+07	0.75397E+06	3.00	
2	185.5	0.41972E+07	0.81809E+06	3.00	0.41972E+07	0.84158E+06	3.00	

VERIFICA A TAGLIO ALLO STATO ULTIMO DI ROTTURA

METODO DELL'INCLINAZIONE VARIABILE DEL TRALICCIO

Angolo staffe (in gradi sull'orizzontale)= 90.0

OK = taglio verificato | NO = taglio NON verificato

NO 1 : area staffe < minimo prescritto dalla Normativa

NO 2 : area staffe insufficiente < area necessaria totale

NO 3 : resistenza biella insufficiente

{7}														
Dx	biella	l.concio	Astaffe	Astaffe	D/C	Afpieg.	cot(teta)	Forza	VEd(max)	VRcd	VRsd	VRcd	VRsd	VRd ?
da X	a X	+/-	reali	minima			biella	tirante	concio					
cm	cm	cm	cm2/m	cm2/m		cm2		Kg	Kg	Kg	Kg	VEd	VEd	VEd
40.	87.	47.	31.42	> 6.00	M	1.9	1.0	6806.	13613.	119546.	50845.	8.78	3.74	3.74 OK
130.	177.	47.	15.71	> 6.00	M	0.0	1.0	2596.	5193.	136308.	25423.	9.99	4.90	4.90 OK
185.	232.	47.	15.71	> 6.00	M	0.0	1.0	865.	1731.	136315.	25423.	9.99	9.99	9.99 OK
308.	355.	-47.	31.42	> 6.00	M	3.6	1.0	7929.	15858.	112874.	50845.	7.12	3.21	3.21 OK

\$7}

App.Sinistro : x= 13.0

SLU : Taglio.max= 16046. Af inferiore= 2.1 sigma Af= 3826.

SLE : Reazione q.perman.= -10258. frequente= -10553. rara= -11731.

SLU : Reazione massima = -17355.

SLU : Forza Tirante orizzontale Ftd = 8022.

App.Destro : x= 358.0

SLU : Taglio.max= 16139. Af inferiore= 2.1 sigma Af= 3826.

SLE : Reazione q.perman.= -10258. frequente= -10553. rara= -11731.

SLU : Reazione massima = -17355.

SLU : Forza Tirante orizzontale Ftd = 8022.