



PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO
AGENZIA PROVINCIALE OPERE PUBBLICHE
SERVIZIO OPERE STRADALI E FERROVIARIE
UFFICIO INFRASTRUTTURE STRADALI E STUDI DI SETTORE

PROGETTO :

**S-812-1 (ex opera S-697) : MARCIAPIEDE E ROTATORIA
A MADONNA DI CAMPIGLIO**

FASE PROGETTO :

PROGETTO DEFINITIVO

CATEGORIA :

110 - RELAZIONI



TITOLO TAVOLA :

RELAZIONE PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE

SCALA :

FASE PROGETTO :

D

TIPO ELAB. :

R

CATEGORIA :

110

PARTE D'OPERA :

-

N° PROGR.

10

REVISIONE :

NOME FILE : CG201967 - 110.0.010 - RELAZIONE PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURE.DOC NUMERO PAT: 10

DATA REDAZIONE : **SETTEMBRE 2020**

PROGETTAZIONE :

PROGETTISTA :

Ing. Diego Mattivi

**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**

dott. ing. DIEGO MATTIVI
INSCRIZIONE ALBO N° 1253

RILIEVI TOPOGRAFICI E FRAZIONAMENTO :

Ing. Diego Mattivi

**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**

dott. ing. DIEGO MATTIVI
INSCRIZIONE ALBO N° 1253

COORDINAMENTO GRUPPO DI PROGETTAZIONE :

Ing. Bruno Lorengo

Ing. Nicola Cozzini

COORDINATORE SICUREZZA PER LA PROGETTAZIONE:

Ing. Diego Mattivi

REFERENTI P.A.T. PER LA PROGETTAZIONE:

Ing. Nicola Cozzini

GEOLOGO:

Dott. Geol. Dario Gaspari

Visto ! IL DIRETTORE DELL'UFFICIO :

Ing. Bruno Lorengo

Visto ! IL DIRIGENTE:

Ing. Mario Monaco



SOMMARIO

SOMMARIO	1
GENERALITA'	2
DATI GENERALI	2
CARATTERISTICHE	3
LOCALITA'	3
DATI PER ANALISI SISMICA	3
SOGGETTI COINVOLTI	3
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO UTILIZZATO	4
TIPO DI ANALISI SVOLTA	4
CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO	4
MATERIALI IMPIEGATI	5
CALCESTRUZZO – RIF. TABELLA 4.1.I NTC 2018	5
ACCIAIO – RIF. TABELLE 11.3.Ia / 11.3.Ib / 11.3.Ic NTC 2018	7
CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	8
PROVE DI ACCETTAZIONE	9
CONTROLLO DI TIPO A	9
CONTROLLO DI TIPO B	9
CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA	9
PROVE COMPLEMENTARI	9
DURABILITÀ	10
COPRIFERRO MINIMO E REGOLE DI MATURAZIONE	11
EVENTUALI PROVE DI DURABILITÀ	11
AZIONI	12
ANALISI DEI CARICHI	14
AZIONI TRAFFICO VEICOLARE	14
AZIONE DEL VENTO	14
NEVE	14
CALCOLI E VERIFICHE STATICHE	16
GENERALITA'	16
MURI	17
MURI TIPO 1	17
MURI TIPO 2	22
MURI TIPO 4	27
MURI TIPO 5	32
ALLEGATO A) DESCRIZIONE DEL SOFTWARE ED ESEMPI DI CALCOLO SVOLTI	37
TEST DI VERIFICA 1: TELAIO AD ASTE ORTOGONALI	41
TEST DI VERIFICA 2: TRAVE A TELAIO RIDOTTO (NODI NON SPOSTABILI)	42
TEST DI VERIFICA 3: TRAVE A TELAIO RIDOTTO (1)	43
TEST DI VERIFICA 4: TRAVE A TELAIO RIDOTTO (2)	44
TEST DI VERIFICA 5: TELAIO TRIDIMENSIONALE	45
TEST DI VERIFICA 6: SEZIONE RETTANGOLARE	46
TEST DI VERIFICA 7: TRAVE SU SUOLO ELASTICO	47

GENERALITA'

Il presente elaborato costituisce la **relazione di calcolo strutturale relativo al predimensionamento delle opere relative al progetto per la realizzazione di una rotatoria sulla strada provinciale S.S. 239 all'interno del comune di Pinzolo, in frazione Madonna di Campiglio**. La presente relazione è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica, in accordo con le prescrizioni contenute nel paragrafo 10.1 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di seguito NTC 2018. Relativamente al progetto in oggetto il documento descrive in particolare le modalità operative di applicazione della normativa vigente.

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte a "regola d'arte" dal progettista, secondo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni. Per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello ed al fine di garantire la sicurezza della costruzione è stato utilizzato il metodo agli stati limite, rispettando le prescrizioni previste dalle normative di riferimento elencate nel documento. Si riporta di seguito in proposito l'insieme delle verifiche strutturali, atte a garantire la resistenza ed il comportamento della struttura sia in condizioni di esercizio che sotto l'azione di eventi di carico straordinari.

Secondo le indicazioni delle NTC 2018 la relazione di calcolo riporta infine una sezione relativa alle analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, al fine di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli svolti e di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progetto prevede la realizzazione di una rotatoria sulla strada provinciale S.S. 239 all'interno del comune di Madonna di Campiglio immediatamente a monte del ponte sul Rio Colarin (a monte dell'Hotel Lorenzetti) ove esiste già uno slargo e un accesso privato al Condominio Ginevra (posto a valle della strada) e a valle della galleria circonvallazione di Madonna di Campiglio sulla SS 239 con finalità di inversione di marcia per i veicoli e gli autobus che scendono da Campo Carlo Magno in direzione Pinzolo e quindi accesso all'abitato di Campiglio. Nell'ambito dei lavori sarà realizzato un marciapiede a continuità di quello esistente dal ponte sul Rio Colarin fino a quello esistente su via Castelletto Inferiore.

Il marciapiede garantirà la possibilità di raggiungere in sicurezza l'abitato di Madonna di Campiglio da parte degli utenti dell'Hotel Lorenzetti e dei condomini residenti.

La nuova rotatoria, di diametro esterno pari a 32 m e aiuola centrale di diametro 12 m da realizzarsi in verde, avrà 3 bracci e garantirà la continuità della S.S. 239 e l'accesso privato al condominio Ginevra.

Nella seguente relazione si procederà al predimensionamento delle principali strutture:

1. Muri a mensola controterra in conglomerato cementizio armato.

DATI GENERALI

In questo paragrafo si riportano le caratteristiche generali relative all'opera, alla località di ubicazione ed i dati anagrafici dei soggetti coinvolti nell'intervento.

CARATTERISTICHE

Tipologia opera: Muri a mensola in conglomerato cementizio armato.

Tipologia di intervento: Nuova costruzione

Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2018

Classe d'uso dell'edificio: IV

LOCALITA'

Comune: Pinzolo

Provincia: Trento

Longitudine: 46,2163°

Latitudine: 10,8224°

Altitudine: circa 1480 m slm

Indirizzo: S.S. 239 (TN)

DATI PER ANALISI SISMICA

Vita nominale della struttura: 100 anni

Zona Sismica: 4

SOGGETTI COINVOLTI

Progettista opera:	Ing. Diego Mattivi
Progettista strutture:	Ing. Diego Mattivi
Proprietà:	Provincia Autonoma di Trento
Progettista architettonico:	Ing. Diego Mattivi
Direttore Lavori:	Non ancora definito
Committente:	Provincia Autonoma di Trento

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Viene fatto riferimento alle disposizioni contenute nelle seguenti norme:

- L. 05/11/1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- UNI ENV 1992-1-1: "Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI ENV 1992-1-2: "Eurocodice 2. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio";
- D.M. 17/01/2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di seguito NTC 2018;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7: "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" di seguito circolare NTC 2018;



CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO UTILIZZATO

In riferimento al par. 10.2 NTC 2018 l'analisi strutturale è stata condotta con l'ausilio di codici di calcolo automatici e si forniscono le seguenti indicazioni.

TIPO DI ANALISI SVOLTA

	Analisi
☒	Statica lineare
☐	Dinamica modale
☐	Statica non lineare
☐	Dinamica non lineare

CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

I calcoli sono stati eseguiti con il software TRAVILOG TITANIUM 6 V.15 della ditta Logical Soft - Via Garibaldi, 253 - 20033 Desio (MB)

Solutore ad elementi finiti adottato: Xfinest di Harpaceas

La licenza di utilizzo del codice di calcolo è concessa da Logical Soft s.r.l a:

Diego Mattivi

Piazzetta Anfiteatro, 8 - 38122 Trento (TN)

(Codice Cliente: 59706 - Numero di serie: 4235 con chiave hardware)

MATERIALI IMPIEGATI

Le verifiche vengono svolte facendo riferimento ai seguenti valori:

CALCESTRUZZO – RIF. TABELLA 4.1.I NTC 2018

Peso	P =	$2500 \text{ kg/m}^3 = 25,00 \text{ KN/m}^3$
Massa	M =	$254,8 \text{ kg/m}^3 = 2,548 \text{ KN/m}^3$

Di seguito si riportano le caratteristiche per le varie classi di conglomerato cementizio:

CLASSE	R_{ck} [Mpa]	f_{ck} [Mpa]	f_{cd} [Mpa]	f_{cm} [Mpa]	f_{ctm} [Mpa]	f_{ctk} [Mpa]	f_{ctm} [Mpa]	E_{cm} [Mpa]	$V_{non \text{ fessurato}}$	$V_{fessurato}$
C20/25	25	20	11,33	28	2,21	1,55	2,65	29962	0,2	0,0
C25/30	30	25	14,17	33	2,56	1,79	3,07	31476	0,2	0,0
C28/35	35	28	15,87	36	2,77	1,94	3,32	32308	0,2	0,0
C30/37	37	30	17,00	38	2,90	2,03	3,48	32837	0,2	0,0
C32/40	40	32	18,13	40	3,02	2,11	3,62	33346	0,2	0,0
C35/45	45	35	19,83	43	3,21	2,25	3,85	34077	0,2	0,0
C40/50	50	40	22,67	48	3,51	2,46	4,21	35220	0,2	0,0
C45/55	55	45	25,50	53	3,90	2,73	4,68	36283	0,2	0,0
C50/60	60	50	28,33	58	4,06	2,84	4,87	37278	0,2	0,0

FONDAZIONI ED ELEVAZIONI

CLASSE	R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{cm}	f_{ctm}	f_{ctk}	f_{ctm}	E_{cm}	$V_{non\ fissurato}$	$V_{fessurato}$
	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		
C28/35	35	28	15,87	36	2,77	1,94	3,32	32308	0,2	0,0

R_{ck} richiesta : 35 N/mm²
 Tipo di struttura : Armata
 Tipo/classe di cemento . : CEM I 32.5 R
 Controllo di tipo : A
 - su provini : Cubici
 - $K \cdot \Delta$: 3.5 N/mm²
 Resistenza a flessione . : non richiesta
 Resistenza a trazione .. : non richiesta
 Durabilita' :
 - Classe di esposizione : XC2/XC3
 - Codici composti scelti :
 Impermeabilita' : non richiesta
 Resistenza allo scassero : non richiesta
 Classe di consistenza .. : S4 (slump 16 - 21 cm)

Aggregati :
 - D_{max} : 31,5 mm

----- PRESCRIZIONI PER IL CALCESTRUZZO -----

CLASSE DI RESISTENZA : C 28/35
 Resistenza caratteristica R_{ck} : 35 N/mm²
 Resistenza caratteristica f_{ck} : 28 N/mm²
 Controllo di tipo : A
 - provini : Cubici
 - $K \cdot \Delta$: 3.5 MPa
 CLASSE DI CONSISTENZA al getto : S4 (slump 16 - 21 cm)
 CLASSE DI ESPOSIZIONE : XC2/XC3

----- MATERIE PRIME -----

AGGREGATO : OBBLIGO DI MARCATURA CE CONFORME A UNI EN 12620 E UNI 8520/2

ACCIAIO – RIF. TABELLE 11.3.IA / 11.3.IB / 11.3.IC NTC 2018

Dilatazione termica	$\Delta L =$	01,17E-05 K-1
Peso	$P =$	7680 kg/m ³ = 76,8 KN/m ³
Massa	$M =$	783 kg/m ³ = 78,3 KN/m ³
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,3
Modulo elasticità	$E =$	2100000 kg/cm ² = 210000 Mpa

Per opere in cemento armato nuove

□	acciaio B450A ad aderenza migliorata			
	E	=	2100000 kg/cm ²	= 210000 Mpa
	$f_{y \text{ nom}}$	=	4500 kg/cm ²	= 450 Mpa
	$f_{t \text{ nom}}$	=	5400 kg/cm ²	= 540 Mpa
	$(A_{gt})_k$	≥	2,5 %	
■	acciaio B450C ad aderenza migliorata			
	E	=	2100000 kg/cm ²	= 210000 Mpa
	$f_{y \text{ nom}}$	=	4500 kg/cm ²	= 450 Mpa
	$f_{t \text{ nom}}$	=	5400 kg/cm ²	= 540 Mpa
	$(A_{gt})_k$	≥	7,5 %	

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Si riportano i dati relativi alla relazione geologica e relazione geotecnica a firma del dott. Geol. Dario Gaspari.

G1 - FONDAZIONE STRADALE ESISTENTE / RIPORTO - GHIAIA SABBIOSO LIMOSA - PROFONDITÀ 0 - 1 m

Peso di volume	γ	20,0 kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ'	33°
Coesione	c	5 kPa
Modulo di Young(25%)	Ey	50 MPa

G2 - SUOLO/GLACIALE DETENSIONATO - SABBIA LIMOSO ARGILLOSA CON CIOTTOLI MARRONE ROSSASTRO - PROFONDITÀ 1 - 3 m

Peso di volume	γ	20,0 kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ'	33°
Coesione	c	8 kPa
Modulo di Young(25%)	Ey	55 MPa

G3 - GHIAIA E SABBIA LIMOSO ARGILLOSA CON CIOTTOLI E TROVANTI TONALITICI, COLORE NOCCIOLA (GLACIALE) - PROFONDITÀ 3 - 19 m

Peso di volume	γ	21,0 kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ'	36°
Coesione	c	10 kPa
Modulo di Young(25%)	Ey	70 MPa

G4 - SCISITI DELLA VAL RENDENZA (SUBSTRATO ROCCIOSO) - PROFONDITÀ OLTRE 19 m

Peso di volume	γ	26,0 kN/m ³
Angolo di attrito	ϕ'	36°
Coesione	c	260 kPa
Modulo di Young(25%)	Ey	2600 MPa

COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

Categoria del sottosuolo:	B	Tab. 3.2.II NTC 2018
Caratteristiche topografiche del sito:	T2	Tab. 3.2.V NTC 2018

PROVE DI ACCETTAZIONE

In questo paragrafo si riportano alcune indicazioni sui materiali impiegati per la realizzazione della costruzione al fine di garantire in fase di progetto la qualità e la resistenza degli stessi con riferimento a quanto richiesto nei capitoli 2 e 11 delle NTC 2018. Si forniscono in particolare importanti indicazioni in merito alle prove di accettazione del calcestruzzo, fornendo una stima del numero minimo di prelievi da effettuare per rendere attendibile la prova. E' compito del direttore dei lavori, rispetto ai criteri di accettazione dei materiali da costruzione, acquisire e verificare la documentazione di qualificazione e la marcatura CE dei materiali.

La seguente indicazione è una stima preventiva del numero di prelievi minimi di calcestruzzo da eseguire per attestare le caratteristiche dei materiali in uso. Sarà compito del Direttore dei Lavori attestare che il prelievo di calcestruzzo sia effettuato in sua presenza, o in presenza di una persona da lui incaricata, e che siano così preparati i provini necessari in conformità a quanto prescritto dalle norme UNI EN 12390-1:2012 e UNI EN 12390-2:2009.

CONTROLLO DI TIPO A

(§ 11.2.5.1 delle NTC 2018)

Ogni controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³ ed è costituito da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

CONTROLLO DI TIPO B

(§ 11.2.5.2 delle NTC 2018)

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B).

Il controllo è riferito ad una miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Ogni controllo di accettazione di tipo B è costituito da almeno 15 prelievi, ciascuno dei quali eseguito su 100 m³ di getto di miscela omogenea. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo la legge di distribuzione più corretta e il suo valor medio, unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3. Per calcestruzzi con coefficiente di variazione (s/R_m) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al §11.2.7.

Infine, la resistenza caratteristica R_{ck} di progetto dovrà essere minore del valore sperimentale corrispondente al frattile inferiore 5% delle resistenze di prelievo e la resistenza minima di prelievo $R_{c,min}$ dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%.

CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

Al fine di validare, ma non sostituire, le prove di accettazione effettuate vengono riportate le prove previste per il calcestruzzo in opera.

L'analisi e la progettazione dell'opera non hanno alcun riferimento a elementi strutturali in cemento armato esistenti. Pertanto non viene prevista alcuna prova per il calcestruzzo in opera.

PROVE COMPLEMENTARI

Vengono qui riportate anche le prove eseguite per condizioni particolari di utilizzo e di messa in opera del calcestruzzo.

In fase progettuale non viene definita, né prevista, alcuna prova complementare di resistenza rispetto alle prove di accettazione del calcestruzzo già indicate.

DURABILITÀ

Per garantire il requisito di durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si delineano qui di seguito le condizioni ambientali del sito dove sorgerà la costruzione. Tali condizioni possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III delle NTC 2018, con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Prospetto delle classi di esposizione in funzione delle condizioni ambientali (riferimento a UNI EN 206-1)

X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato
XC2	Bagnato, raramente asciutto
XC3	Umidità moderata
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato
XD1	Umidità moderata
XD2	Bagnato, raramente asciutto
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua
XS2	Permanentemente sommerso
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante
XF4	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1

Facendo riferimento a quanto indicato negli estratti normativi per l'individuazione e la classificazione delle condizioni ambientali, il sito di realizzazione dell'opera è classificabile per la maggior parte come XC1. In alcune zone tipicamente esterne è possibile classificare come XC2 e XC3.

La maggior parte dell'opera infatti non è influenzata da particolari condizioni idrologiche e le parti strutturali in cemento armato risultano sufficientemente schermate in misura delle variazioni termoisometriche previste.

In termini di protezione contro la corrosione delle armature metalliche l'ambiente è quindi definito come 'Ordinario'.

COPRIFERRO MINIMO E REGOLE DI MATURAZIONE

In fase di progetto vengono quindi prescritti, ai fini della durabilità dell'opera, i valori di copriferro minimo e le regole di maturazione del calcestruzzo impiegato.

In funzione delle verifiche di resistenza e degli stati limite di fessurazione viene indicato come valore minimo di copriferro:

Fondazioni $c = 4 \text{ cm}$

Elevazioni $c = 4 \text{ cm}$

Solette / Poggioli $c = 4 \text{ cm}$

Per la fase di maturazione del calcestruzzo, oltre ad indicare il rispetto della buona pratica costruttiva e delle consuete regole di realizzazione del getto, è indicata una velocità 'MEDIA' di sviluppo della resistenza ed una maturazione della superficie del calcestruzzo in 3 giorni.

EVENTUALI PROVE DI DURABILITÀ

Vengono inoltre previste le seguenti prove di penetrazione agli agenti aggressivi e di permeabilità, secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 12390-8: 2009.

In fase progettuale non viene definita alcuna prova specifica di durabilità. La previsione di queste prove e la definizione attuativa delle stesse viene demandata al tecnico eventualmente incaricato di effettuarle, nelle modalità e con la definizione tecnologica più appropriata definibili al momento dell'incarico.

AZIONI

Con riferimento al paragrafo 2.5.1.3 delle NTC 2018, le azioni che investono la struttura sono classificate in relazione alla durata della loro presenza nell'arco della vita di progetto come:

- **permanenti (G):** a azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
 - presollecitazione (P).
- **variabili (Q):** a azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
 - sovraccarichi;
 - azioni del vento;
 - azioni della neve;
 - azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

- **eccezionali (A):** azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti.
- **sismiche (E):** azioni derivanti dai terremoti.

L'effetto delle azioni viene valutato ai fini delle verifiche con l'approccio semiprobabilistico agli stati limite, secondo diverse combinazioni:

- **Combinazione fondamentale SLU** dei carichi, impiegata per gli stati limite ultimi

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione caratteristica rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione frequente FR**, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente QP**, impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nella verifica allo stato limite ultimo si distinguono le combinazioni **EQU**, **STR** e **GEO** (cfr NTC 2018 § 2.6.1), rispettivamente definite come:

stato limite di equilibrio EQU, che considera la struttura ed il terreno come corpi rigidi; stato limite di resistenza della struttura STR, da riferimento per tutti gli elementi strutturali, e stato limite di resistenza del terreno GEO.

Nelle verifiche STR e GEO possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali: per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza complessiva, nell'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale.

Coefficienti parziali per le azioni [cfr. NTC 2018 Tabella 2.6.I].

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Le Norme Tecniche prescrivono i valori dei coefficienti ψ in dipendenza dalle caratteristiche della funzione di ripartizione di ciascuna azione: si ammette infatti che, assieme alle azioni permanenti, esistano combinazioni di azioni in cui una sola azione è presente al valore caratteristico mentre le altre hanno intensità ridotte $\psi_0 Q_k$.

Le categorie di azioni variabili ed i rispettivi coefficienti di combinazione utilizzati nell'applicazione dei carichi al modello sono riportati nella tabella seguente:

Destinazione d'uso/azione	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,70	0,50	0,30
Categoria B - Uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E - Aree per immagazzinamento, ...	1,00	0,90	0,80
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed ... ≤ 30 kN	0,70	0,70	0,60
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed ... > 30 kN	0,70	0,50	0,30
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,00	0,00	0,00
Categoria I - Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,50	0,20	0,00
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

ANALISI DEI CARICHI

L'edificio è soggetto a carichi esterni dovuti alla presenza di elementi non strutturali ed alla distribuzione di carichi permanenti e accidentali. I carichi di superficie agenti sui solai sono riassumibili nelle seguenti analisi di carico per le quali si esprime nel dettaglio la composizione.

AZIONI TRAFFICO VEICOLARE

$$q_k = 20 \text{ kN/m}^2$$

AZIONE DEL VENTO

Si ritiene che l'azione del vento non sia un'azione da tenere conto in fase di predimensionamento.

NEVE

L'azione della neve viene valutata in conformità alle NTC 2018.

Viene considerata l'altezza del sito pari a circa **1480 m s.l.m.**

Il carico da neve sulla copertura è pari a

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_T$$

dove:

- q_s = carico provocato dalla neve sulle coperture;
- μ_i = coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} = valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- C_E = coefficiente di esposizione;
- C_T = coefficiente termico.

Per la zona I - Alpina (Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza) il calcolo di q_{sk} si determina con le seguenti formule (paragrafo 3.4.2 NTC 2018):

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad \text{as} \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s / 728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad \text{as} > 200 \text{ m}$$

q_{sk} si determina per la **ZONA I** con la seguente formula:

$$q_{sk} = 1,39 \times (1 + (410 / 728)^2) = 7,13 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione C_E assume il valore:

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

$$C_E = 1,00$$

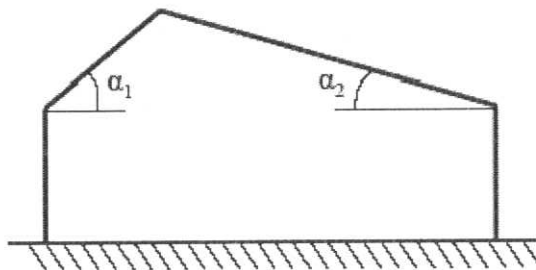
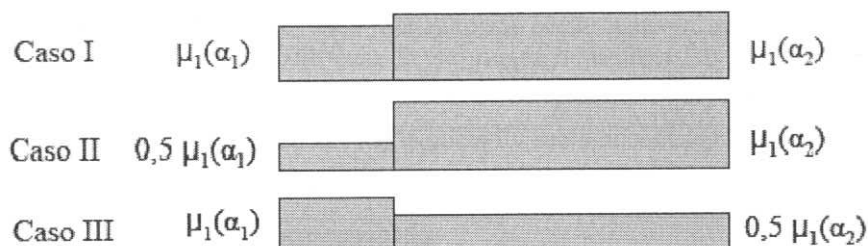
Il coefficiente termico C_T assume il valore:

$C_T = 1,00$ (paragrafo 3.4.5 NTC 2018)

Il calcolo di μ_1 si determina in base al numero di falde e all'inclinazione delle stesse:

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0



Il carico da neve risulta pertanto considerata la presenza di pendenze inferiori a 30° ed in combinazione con il coefficiente μ_1 :

$$q_s = \mu_1 q_{sk} C_E C_T = 0,8 \times 7,13 \times 1,00 \times 1,00 = 5,70 \text{ KN/m}^2$$

Si ritiene che l'azione della neve non sia un'azione da tenere conto in fase di predimensionamento in quanto molto inferiore al carico derivante dai veicoli e non essendo con essa combinabile.

CALCOLI E VERIFICHE STATICHE

GENERALITA'

Verranno verificate le strutture e sezioni maggiormente sollecitate.

Per i muri a mensola si procederà alla verifica statica con spinta sismica delle seguenti strutture:

- Tipo 1 - Muro a monte della rotatoria;
- Tipo 2 - Muro a monte della rotatoria;
- Tipo 4 - Muro a valle della rotatoria (sezione con marciapiede);
- Tipo 5 - Muro a valle della rotatoria (sezione senza marciapiede).

A favore della sicurezza verrà utilizzato il terreno di tipo G1 a monte del muro e l'intradosso della fondazione verrà posto su uno strato indefinito di terreno di tipo G2.

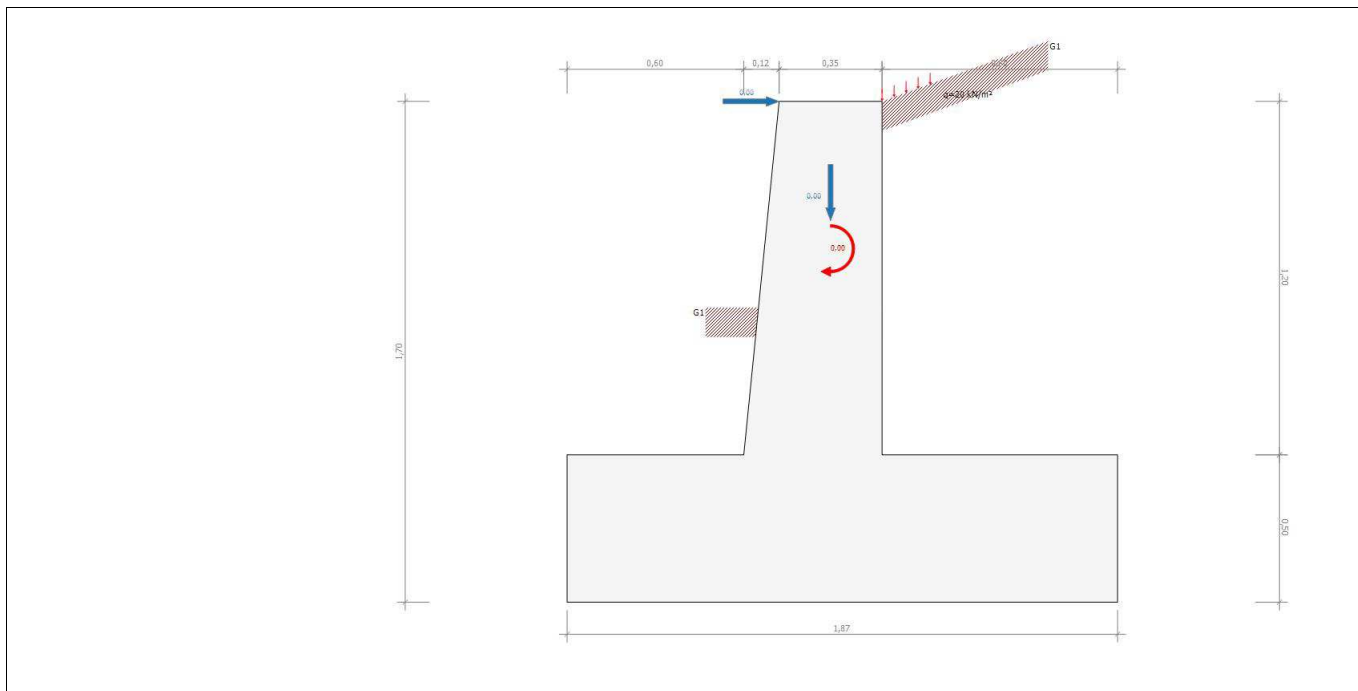
Il carico derivante dal marciapiede è stato tenuto in conto come azione assiale, taglio e momento applicato in testa ai muri di tipo 4 e 5

MURI

MURI TIPO 1

Dati del muro di sostegno

1 Geometria del muro



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2018

Dimensioni del Muro:					
Altezza	H	1,20 m			
Larghezza	I	0,35 m			
Risega interna	Ri	0,00 m			
Risega esterna	Re	0,12 m			
Lunghezza	L	1,00 m			
Dimensioni della Fondazione:			Dimensioni del Dente di fondazione:		
Altezza	h	0,50 m	Dente:	No	
Larghezza	I	1,87 m	Altezza	a	0,00 m
Mensola interna	Mi	0,80 m	Larghezza	b	0,00 m
Mensola esterna	Me	0,60 m	Posizione	x	0,00 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	G1	1,70

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
G1	0,00	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
G2	0,00

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	zw	0,00 m
---	----	--------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

Descrizione	N [kN]	T [kN]	M [kN m]	q [kn/m ²]
Carichi esterni	0,00	0,00	0,00	20,000

AZIONE SISMICA

Caratteristiche del sito	
Comune: Milano	Provincia:
Longitudine: 10,823 °	Latitudine: 46,217 °
Categoria di sottosuolo: B	Amplificazione topografica: T2
Caratteristiche dell'edificio	
Coefficiente d'uso Cu: 2,0	Classe d'uso: IV
Accelerazione al suolo	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,44	Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1,00
Accelerazione ag: 0,764 m/s ²	

Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,356	0,000	12,40	5,01	13,37	0,57	22,0

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K _a	K _p	ΔSpinta H [kN]	ΔSpinta V [kN]	DeltaSpinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,549	0,000	1,11	0,45	1,20	0,57	22,0

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,356	0,000	4,75	1,92	5,13	0,40	22,0

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K _p	% Spinta passiva	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	24,608	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [kN]	Peso soletta fondazione [kN]	Peso terreno interno [kN]	Peso terreno esterno [kN]	Sovraccarico [kN]
12,07	22,93	21,53	6,25	0,00

Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

Condizione	Taglio sollecitante [kN]	Taglio resistente [kN]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	26,99	27,06	1,00	SI
Sisma	26,46	29,15	1,10	SI

2 Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [kN m]	Momento stabilizzante [kN m]	Fs	Verifica
EQU	7,11	50,50	7,10	SI
Sisma	3,04	64,53	21,25	SI

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Terzaghi

Condizione	Pressione agente [N/mm ²]	Pressione limite [N/mm ²]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	0,07	0,85	11,43	SI
A*+M1+R*	0,05	0,08	1,74	SI

Armatura teorica

1 SLU

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	Cs	ε_{cls} [%]	ε_{fe} [%]	δ
Muro	0,75	0,50	-6,20	-16,49	-16,47	2,1	1,3	67,5	0,0
Soletta interna	1,00	1,50	-15,81	11,54	-38,73	1,6	1,5	67,5	0,0
Soletta esterna	0,75	0,50	8,39	-6,66	24,10	1,9	1,2	67,5	0,0

2 SLE rara

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	0,75	0,50	-5,11	-17,19	-12,67	0,71	68,29	3,25	5,8
Soletta interna	1,00	1,50	-12,37	8,88	-30,87	1,27	215,61	1,40	3,7
Soletta esterna	0,75	0,50	5,90	-6,66	18,29	0,82	129,14	0,02	4,0

3 SLE quasi permanente

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	0,75	0,50	-5,11	-17,19	-12,67	0,71	68,29	3,25	5,8
Soletta interna	1,00	1,50	-12,37	8,88	-30,87	1,27	215,61	1,40	3,7
Soletta esterna	0,75	0,50	5,90	-6,66	18,29	0,82	129,14	0,02	4,0

Armatura inserita

1 SLU

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Csic	ε_{cls} [%]	ε_{fe} [%]	Verifica
Muro	6,16	6,16	-6,74	-22,34	-16,47	16,2	3,5	45,4	SI
Soletta interna	6,16	6,16	-15,81	11,54	-38,73	6,9	3,5	50,8	SI
Soletta esterna	6,16	6,16	8,39	-6,66	24,10	13,6	3,5	49,5	SI

2 SLE rara

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{cls} LIMITE [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	σ_{fe} LIMITE [N/mm ²]	Verifica
Muro	6,16	6,16	-5,11	-17,19	0,28	17,43	8,05	3,02	270,00	SI
Soletta interna	6,16	6,16	-12,37	8,88	0,63	17,43	53,61	3,96	270,00	SI
Soletta esterna	6,16	6,16	5,90	-6,66	0,31	17,43	17,00	2,78	270,00	SI

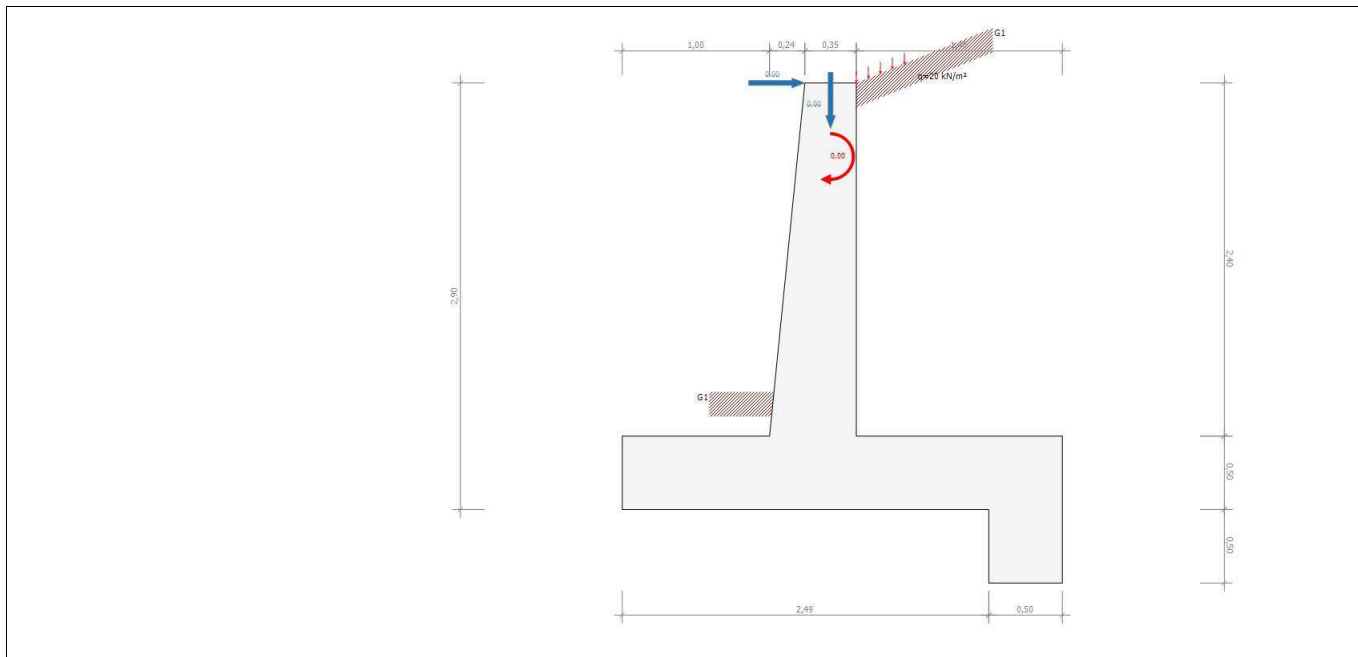
3 SLE quasi permanente

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{cls} LIMITE [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	Verifica
Muro	6,16	6,16	-5,11	-17,19	0,28	17,43	8,05	3,02	SI
Soletta interna	6,16	6,16	-12,37	8,88	0,63	17,43	53,61	3,96	SI
Soletta esterna	6,16	6,16	5,90	-6,66	0,31	17,43	17,00	2,78	SI

MURI TIPO 2

Dati del muro di sostegno

1 Geometria del muro



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2018

Dimensioni del Muro:				
Altezza	H	2,40 m		
Larghezza	I	0,35 m		
Risega interna	R _i	0,00 m		
Risega esterna	R _e	0,24 m		
Lunghezza	L	1,00 m		
Dimensioni della Fondazione:			Dimensioni del Dente di fondazione:	
Altezza	h	0,50 m	Dente:	Si
Larghezza	I	2,99 m	Altezza	a 0,50 m
Mensola interna	M _i	1,40 m	Larghezza	b 0,50 m
Mensola esterna	M _e	1,00 m	Posizione	x 0,25 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	G1	2,90

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
G1	0,00	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
G2	0,00

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	zw	0,00 m
---	----	--------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

Descrizione	N [kN]	T [kN]	M [kN m]	q [kn/m²]
Carichi esterni	0,00	0,00	0,00	20,000

AZIONE SISMICA

Caratteristiche del sito	
Comune: Milano	Provincia:
Longitudine: 10,823 °	Latitudine: 46,217 °
Categoria di sottosuolo: B	Amplificazione topografica: T2
Caratteristiche dell'edificio	
Coefficiente d'uso Cu: 2,0	Classe d'uso: IV
Accelerazione al suolo	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,44	Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1,00
Accelerazione ag: 0,764 m/s ²	

Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,373	0,000	37,80	15,27	40,76	0,97	22,0

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K _a	K _p	ΔSpinta H [kN]	ΔSpinta V [kN]	DeltaSpinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,604	0,000	3,69	1,49	3,98	0,97	22,0

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,373	0,000	12,48	5,04	13,46	0,63	22,0

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K _p	% Spinta passiva	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	29,816	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [kN]	Peso soletta fondazione [kN]	Peso terreno interno [kN]	Peso terreno esterno [kN]	Sovraccarico [kN]
27,66	42,80	75,12	6,09	0,00

Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

Condizione	Taglio sollecitante [kN]	Taglio resistente [kN]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	63,86	65,18	1,02	SI
Sisma	63,63	70,32	1,11	SI

2 Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [kN m]	Momento stabilizzante [kN m]	Fs	Verifica
EQU	29,52	216,78	7,34	SI
Sisma	14,77	276,99	18,76	SI

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Terzaghi

Condizione	Pressione agente [N/mm ²]	Pressione limite [N/mm ²]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	0,09	1,20	12,63	SI
A*+M1+R*	0,06	0,14	2,26	SI

Armatura teorica

1 SLU

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	Cs	ϵ_{cls} [%]	ϵ_{fe} [%]	δ
Muro	1,50	1,50	-39,42	-42,41	-47,46	1,1	1,9	67,5	0,0
Soletta interna	1,50	2,75	-41,42	29,90	-57,53	1,1	2,0	67,5	0,0
Soletta esterna	2,00	1,00	35,91	-16,43	65,83	1,1	1,9	67,5	0,0

2 SLE rara

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	1,50	1,50	-29,97	-42,41	-36,51	2,15	229,12	18,20	6,9
Soletta interna	1,50	2,75	-32,25	23,00	-46,06	2,35	301,87	13,79	4,9
Soletta esterna	2,00	1,00	26,14	-16,43	50,39	2,27	247,85	16,05	5,7

3 SLE quasi permanente

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	1,50	1,50	-29,97	-42,41	-36,51	2,15	229,12	18,20	6,9
Soletta interna	1,50	2,75	-32,25	23,00	-46,06	2,35	301,87	13,79	4,9
Soletta esterna	2,00	1,00	26,14	-16,43	50,39	2,27	247,85	16,05	5,7

Armatura inserita

1 SLU

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Csic	ϵ_{cls} [%]	ϵ_{fe} [%]	Verifica
Muro	6,16	6,16	-39,42	-42,41	-47,46	3,7	3,4	67,5	SI
Soletta interna	6,16	6,16	-41,42	29,90	-57,53	2,5	3,5	64,2	SI
Soletta esterna	6,16	6,16	35,91	-16,43	65,83	3,2	3,5	60,2	SI

2 SLE rara

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{cls} LIMITE [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	σ_{fe} LIMITE [N/mm ²]	Verifica
Muro	6,16	6,16	-29,97	-42,41	1,14	17,43	59,92	13,03	270,00	SI
Soletta interna	6,16	6,16	-32,25	23,00	1,55	17,43	136,32	13,03	270,00	SI
Soletta esterna	6,16	6,16	26,14	-16,43	1,32	17,43	83,16	13,20	270,00	SI

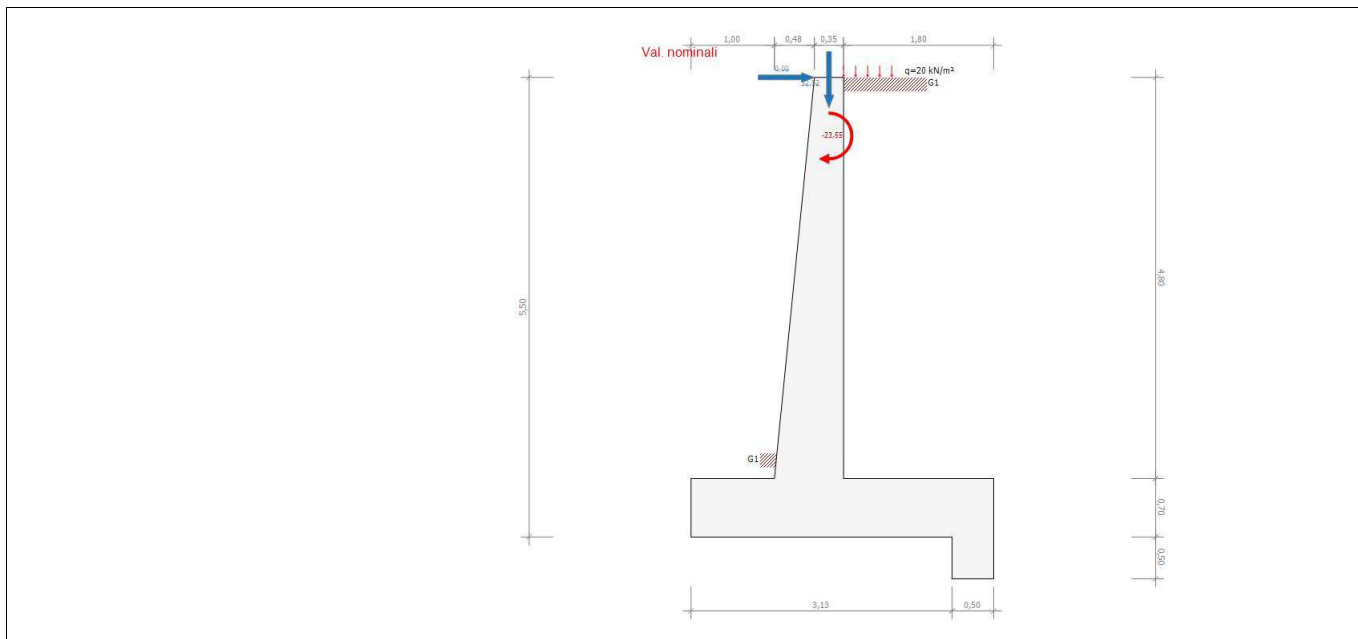
3 SLE quasi permanente

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{cls} LIMITE [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	Verifica
Muro	6,16	6,16	-29,97	-42,41	1,14	17,43	59,92	13,03	SI
Soletta interna	6,16	6,16	-32,25	23,00	1,55	17,43	136,32	13,03	SI
Soletta esterna	6,16	6,16	26,14	-16,43	1,32	17,43	83,16	13,20	SI

MURI TIPO 4

Dati del muro di sostegno

1 Geometria del muro



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2018

Dimensioni del Muro:					
Altezza	H	4,80 m			
Larghezza	I	0,35 m			
Risega interna	Ri	0,00 m			
Risega esterna	Re	0,48 m			
Lunghezza	L	1,00 m			
Dimensioni della Fondazione:			Dimensioni del Dente di fondazione:		
Altezza	h	0,70 m	Dente:	Si	
Larghezza	I	3,63 m	Altezza	a	0,50 m
Mensola interna	Mi	1,80 m	Larghezza	b	0,50 m
Mensola esterna	Me	1,00 m	Posizione	x	0,25 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	G1	5,50

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
G1	0,00	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
G2	0,00

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	zw	0,00 m
---	----	--------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

Descrizione	N [kN]	T [kN]	M [kN m]	q [kn/m²]
Carichi esterni	32,52	0,00	-23,55	20,000

AZIONE SISMICA

Caratteristiche del sito	
Comune: Milano	Provincia:
Longitudine: 10,823 °	Latitudine: 46,217 °
Categoria di sottosuolo: B	Amplificazione topografica: T2
Caratteristiche dell'edificio	
Coefficiente d'uso Cu: 2,0	Classe d'uso: IV
Accelerazione al suolo	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,44	Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1,00
Accelerazione ag: 0,764 m/s ²	

Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,264	0,000	96,43	38,96	104,00	1,83	22,0

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K _a	K _p	ΔSpinta H [kN]	ΔSpinta V [kN]	DeltaSpinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,358	0,000	5,62	2,27	6,06	1,83	22,0

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,264	0,000	45,34	18,32	48,90	1,43	22,0

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K _p	% Spinta passiva	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	6,394	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [kN]	Peso soletta fondazione [kN]	Peso terreno interno [kN]	Peso terreno esterno [kN]	Sovraccarico [kN]
69,45	68,45	172,80	6,09	0,00

Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

Condizione	Taglio sollecitante [kN]	Taglio resistente [kN]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	131,49	147,81	1,12	SI
Sisma	126,33	158,89	1,26	SI

2 Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [kN m]	Momento stabilizzante [kN m]	Fs	Verifica
EQU	195,04	599,82	3,08	SI
Sisma	167,55	766,44	4,57	SI

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Terzaghi

Condizione	Pressione agente [N/mm ²]	Pressione limite [N/mm ²]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	0,24	1,39	5,89	SI
A*+M1+R*	0,15	0,16	1,02	SI

Armatura teorica

1 SLU

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	Cs	ϵ_{cls} [‰]	ϵ_{fe} [‰]	δ
Muro	3,50	4,75	-189,11	-134,31	-104,04	1,1	2,5	67,5	0,0
Soletta interna	4,00	6,75	-140,51	65,20	-127,83	1,1	2,4	67,5	0,0
Soletta esterna	3,50	1,50	97,06	-27,86	180,20	1,0	2,0	67,5	0,0

2 SLE rara

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	3,50	4,75	-142,01	-134,31	-80,03	3,54	257,21	41,43	13,7
Soletta interna	4,00	6,75	-106,13	50,16	-95,77	2,90	282,74	28,83	8,9
Soletta esterna	3,50	1,50	72,54	-27,86	138,25	2,82	283,52	27,76	8,7

3 SLE quasi permanente

Parte	A1 [cm ²]	A2 [cm ²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	x [cm]
Muro	3,50	4,75	-142,01	-134,31	-80,03	3,54	257,21	41,43	13,7
Soletta interna	4,00	6,75	-106,13	50,16	-95,77	2,90	282,74	28,83	8,9
Soletta esterna	3,50	1,50	72,54	-27,86	138,25	2,82	283,52	27,76	8,7

Armatura inserita

1 SLU

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Csic	ϵ_{cls} [‰]	ϵ_{fe} [‰]	Verifica
Muro	8,04	12,57	-189,11	-134,31	-104,04	2,3	3,4	67,5	SI
Soletta interna	8,04	8,04	-140,51	65,20	-127,83	1,3	2,7	67,5	SI
Soletta esterna	8,04	8,04	97,06	-27,86	180,20	2,2	3,0	67,5	SI

2 SLE rara

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{cls} LIMITE [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	σ_{fe} LIMITE [N/mm ²]	Verifica
Muro	8,04	12,57	-142,01	-134,31	2,34	17,43	102,72	30,00	270,00	SI
Soletta interna	8,04	8,04	-106,13	50,16	2,57	17,43	237,64	26,14	270,00	SI
Soletta esterna	8,04	8,04	72,54	-27,86	1,85	17,43	125,88	20,92	270,00	SI

3 SLE quasi permanente

Parte	AsSUP [cm ²]	AsINF [cm ²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	σ_{cls} [N/mm ²]	σ_{cls} LIMITE [N/mm ²]	σ_{feT} [N/mm ²]	σ_{feC} [N/mm ²]	Verifica
Muro	8,04	12,57	-142,01	-134,31	2,34	17,43	102,72	30,00	SI
Soletta interna	8,04	8,04	-106,13	50,16	2,57	17,43	237,64	26,14	SI
Soletta esterna	8,04	8,04	72,54	-27,86	1,85	17,43	125,88	20,92	SI

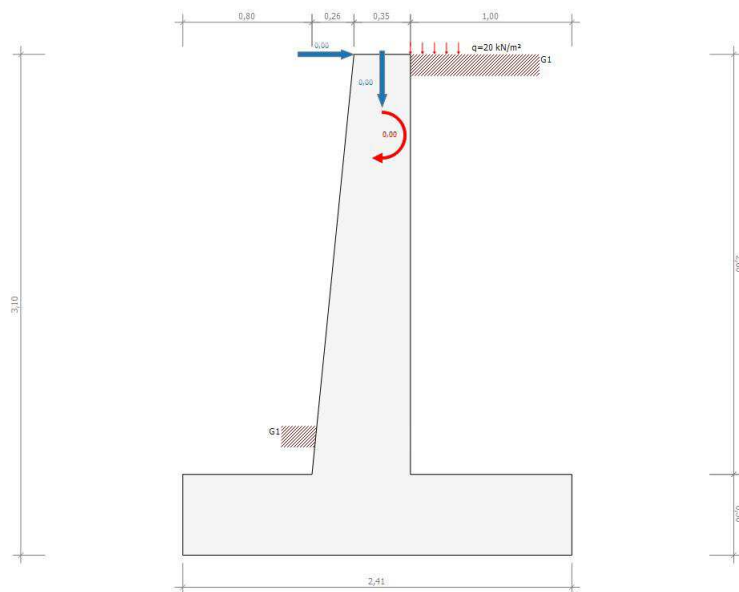
MURI TIPO 5

Dati del muro di sostegno

1 Geometria del muro

NOME DEL MURO:

-



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2018

Dimensioni del Muro:				
Altezza	H	2,60 m		
Larghezza	I	0,35 m		
Risega interna	R _i	0,00 m		
Risega esterna	Re	0,26 m		
Lunghezza	L	1,00 m		
Dimensioni della Fondazione:			Dimensioni del Dente di fondazione:	
Altezza	h	0,50 m	Dente:	No
Larghezza	I	2,41 m	Altezza	a 0,00 m
Mensola interna	M _i	1,00 m	Larghezza	b 0,00 m
Mensola esterna	Me	0,80 m	Posizione	x 0,00 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	G1	3,10

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
G1	0,00	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
G2	0,00

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	zw	0,00 m
---	----	--------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

Descrizione	N [kN]	T [kN]	M [kN m]	q [kn/m²]
Carichi esterni	0,00	0,00	0,00	20,000

AZIONE SISMICA

Caratteristiche del sito	
Comune: Milano	Provincia:
Longitudine: 10,823 °	Latitudine: 46,217 °
Categoria di sottosuolo: B	Amplificazione topografica: T2
Caratteristiche dell'edificio	
Coefficiente d'uso Cu: 2,0	Classe d'uso: IV
Accelerazione al suolo	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,44	Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1,00
Accelerazione ag: 0,764 m/s ²	

Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,264	0,000	30,63	12,38	33,04	1,03	22,0

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K _a	K _p	ΔSpinta H [kN]	ΔSpinta V [kN]	DeltaSpinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,358	0,000	1,78	0,72	1,92	1,03	22,0

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	0,264	0,000	16,58	6,70	17,88	0,87	22,0

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K _p	% Spinta passiva	Spinta H [kN]	Spinta V [kN]	Spinta [kN]	Braccio [m]	Incl. [°]
G1	6,394	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [kN]	Peso soletta fondazione [kN]	Peso terreno interno [kN]	Peso terreno esterno [kN]	Sovraccarico [kN]
30,61	29,55	52,00	4,89	0,00

Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

Condizione	Taglio sollecitante [kN]	Taglio resistente [kN]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	50,40	50,47	1,00	SI
Sisma	48,13	54,10	1,12	SI

2 Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [kN m]	Momento stabilizzante [kN m]	Fs	Verifica
EQU	34,34	135,04	3,93	SI
Sisma	26,56	172,55	6,50	SI

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Terzaghi

Condizione	Pressione agente [N/mm ²]	Pressione limite [N/mm ²]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	0,11	1,02	9,43	SI
A*+M1+R*	0,07	0,10	1,53	SI

Armatura teorica

1 SLU

Parte	A1 [cm²]	A2 [cm²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	Cs	ε_{cls} [‰]	ε_{fe} [‰]	δ
Muro	1,00	1,00	-33,72	-42,46	-38,12	1,1	1,6	67,5	0,0
Soletta interna	1,50	2,50	-32,66	20,91	-60,20	1,3	2,0	67,5	0,0
Soletta esterna	1,75	1,00	26,09	-12,87	59,00	1,4	1,8	67,5	0,0

2 SLE rara

Parte	A1 [cm²]	A2 [cm²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm²]	σ_{feT} [N/mm²]	σ_{feC} [N/mm²]	x [cm]
Muro	1,00	1,00	-25,52	-42,46	-29,33	2,02	241,63	16,17	6,5
Soletta interna	1,50	2,50	-25,25	16,09	-46,42	1,93	255,78	10,81	4,8
Soletta esterna	1,75	1,00	19,11	-12,87	45,18	1,76	204,05	11,70	5,4

3 SLE quasi permanente

Parte	A1 [cm²]	A2 [cm²]	M [kN m]	N [kN]	T [kN]	σ_{cls} [N/mm²]	σ_{feT} [N/mm²]	σ_{feC} [N/mm²]	x [cm]
Muro	1,00	1,00	-25,52	-42,46	-29,33	2,02	241,63	16,17	6,5
Soletta interna	1,50	2,50	-25,25	16,09	-46,42	1,93	255,78	10,81	4,8
Soletta esterna	1,75	1,00	19,11	-12,87	45,18	1,76	204,05	11,70	5,4

Armatura inserita

1 SLU

Parte	AsSUP [cm²]	AsINF [cm²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Csic	ε_{cls} [‰]	ε_{fe} [‰]	Verifica
Muro	6,16	6,16	-33,72	-42,46	-38,12	4,5	3,2	67,5	SI
Soletta interna	6,16	6,16	-32,66	20,91	-60,20	3,3	3,5	63,2	SI
Soletta esterna	6,16	6,16	26,09	-12,87	59,00	4,5	3,5	60,2	SI

2 SLE rara

Parte	AsSUP [cm²]	AsINF [cm²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	σ_{cls} [N/mm²]	σ_{cls} LIMITE [N/mm²]	σ_{feT} [N/mm²]	σ_{feC} [N/mm²]	σ_{fe} LIMITE [N/mm²]	Verifica
Muro	6,16	6,16	-25,52	-42,46	0,91	17,43	43,84	10,70	270,00	SI
Soletta interna	6,16	6,16	-25,25	16,09	1,22	17,43	105,18	10,38	270,00	SI
Soletta esterna	6,16	6,16	19,11	-12,87	0,96	17,43	60,16	9,70	270,00	SI

3 SLE quasi permanente

Parte	AsSUP [cm²]	AsINF [cm²]	Msd [kN m]	Nsd [kN]	σ_{cls} [N/mm²]	σ_{cls} LIMITE [N/mm²]	σ_{feT} [N/mm²]	σ_{feC} [N/mm²]	Verifica
Muro	6,16	6,16	-25,52	-42,46	0,91	17,43	43,84	10,70	SI
Soletta interna	6,16	6,16	-25,25	16,09	1,22	17,43	105,18	10,38	SI
Soletta esterna	6,16	6,16	19,11	-12,87	0,96	17,43	60,16	9,70	SI

ALLEGATO A) DESCRIZIONE DEL SOFTWARE ED ESEMPI DI CALCOLO SVOLTI

Questo paragrafo fornisce un inquadramento teorico relativo alle metodologie di calcolo ed all'impostazione generale utilizzate dal software di calcolo ad elementi finiti *TRAVILOG TITANIUM 6*.

Codice di calcolo

Il codice di *TRAVILOG TITANIUM 6* è stato sviluppato da Logical Soft srl in linguaggio Visual Studio 2008 e .Net Framework 2.0 e non può essere modificato o manipolato dall'utente.

Il contenuto del presente capitolo certifica l'affidabilità del calcolo limitatamente ai test effettuati, di cui si allega analisi teorica e soluzione fornita da *TRAVILOG TITANIUM 6* ed altro codice di calcolo di confronto.

Il solutore a elementi finiti utilizzato dal programma è Xfinest 8.1, prodotto da Harpaceas s.r.l.

La bontà del solutore è certificata direttamente da CEAS srl, produttore di XFinest 8.1. Per maggiori dettagli si consiglia di consultare le specifiche in merito.

Metodo numerico adottato

Il software esegue l'analisi della struttura tramite il **metodo di calcolo agli elementi finiti**, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti.

Da queste il programma assembla quindi la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

Caratteristiche del modello

Ogni telaio, considerato in materiale perfettamente elastico, è modellato con 2 tipologie di elemento finito:

- **Tipo asta**, adatto per elementi aventi proprietà riconducibili a un comportamento unidirezionale.

L'elemento asta è calcolato mediante funzioni di forma cubiche. Le matrici di rigidezza e di massa associate all'elemento sono costituite sulla base della teoria delle travi snelle, tipo Eulero – Bernoulli. Il programma mostra i diagrammi delle azioni interne discretizzando l'elemento in 17 punti di calcolo.

Se l'asta ha proprietà di suolo elastico, il software valuta le azioni interne e le pressioni sul terreno secondo la teoria delle travi su suolo elastico alla Winkler.

L'elemento finito di XFinest, al cui manuale si rimanda per maggiori dettagli, è l'elemento MTRAVE.

- **Tipo shell** (elemento finito XFinest tipo QF46) per elementi aventi proprietà riconducibili a un comportamento bidimensionale. Il tipo di elemento utilizzato può lavorare in regime membranale e flessionale e, grazie alla linearità del sistema, i due effetti possono essere considerati separatamente.

L'elemento finito QF46 utilizzato è isoparametrico, basato sulla teoria dei gusci secondo Mindlin – Reissner. E' adatto sia per gusci spessi che sottili, non contiene modi spuri, consente di valutare i tagli fuori piano e può degenerare in un triangolo. Tutte le componenti del tensore delle deformazioni sono integrate nel piano medio con ordine di integrazione gaussiana 2 x 2. Per maggiori dettagli si può fare riferimento al manuale di XFinest.

Tipologie di analisi svolte dal software

La scelta del metodo di analisi è effettuata dal progettista a seconda delle prescrizioni previste dalla normativa. Tali prescrizioni dipendono in generale dalla destinazione d'utilizzo della struttura, dalla forma in pianta e dallo sviluppo in altezza della stessa, nonché dalla zona sismica di riferimento. Il software è in grado eseguire i seguenti metodi di analisi:

- **Analisi statica.** La struttura è soggetta a carichi statici, distribuiti concentrati, applicati alle aste, ai nodi o agli elementi shell. L'equazione risolvente in tal caso ha la seguente forma:

$$F = Kx$$

dove:

F è il vettore dei carichi agenti sulla struttura

K è la matrice di rigidezza

x il vettore di spostamenti e rotazioni (gradi di libertà del sistema).

- **Analisi sismica statica.** Se la struttura possiede le caratteristiche previste dalla normativa, l'azione del sisma può essere modellata con un sistema di forze di piano equivalenti, valutate e assegnate in funzione della rigidezza degli elementi. La precedente diventa pertanto:

$$F + F_s = Kx$$

dove:

F_s è il vettore dei carichi sismici equivalenti agenti sulla struttura, valutati in base alle relative norme di riferimento.

- **Analisi sismica dinamica modale.** In questo caso il programma valuta un comportamento inerziale della struttura, attribuendo un'accelerazione al sistema di riferimento terreno, secondo uno spettro sismico previsto dalla normativa in funzione della classificazione del territorio e altri parametri.

$$M \ddot{x} + K x = -M \ddot{u}$$

dove:

M è la matrice di massa della struttura

$\ddot{u}$ è il vettore delle accelerazioni sismiche applicate al terreno

Gli effetti dinamici dovuti al comportamento inerziale della struttura e l'effetto dei carichi statici vengono successivamente combinati, secondo opportuni coefficienti stabiliti dalla norma.

Formulazione del metodo

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'**analisi di tipo lineare**. In questo caso la matrice di rigidezza non varia durante lo sviluppo dell'analisi, considerando l'approssimazione dei piccoli spostamenti. Sotto tali ipotesi valgono i seguenti benefici:

- Vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Non influisce la sequenza di applicazione dei carichi sulla struttura.
- La precedente storia di carico della struttura non ha alcuna influenza, pertanto gli sforzi residui possono essere trascurati.

L'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti permette di considerare indipendentemente le ipotesi di carico elementari, per poi combinarle secondo opportuni coefficienti di partecipazione. In questo modo è possibile calcolare la risposta come una combinazione lineare di carichi elementari, rendendo il processo di analisi estremamente efficiente.

Le non linearità trascurate in questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Non linearità dovuta a effetti geometrici. Grandi spostamenti e rotazioni possono introdurre significativi cambiamenti di forma e orientamento, variando drasticamente la rigidezza totale delle strutture.
- Non linearità delle caratteristiche dei materiali, legate al legame costitutivo o a eventuali anisotropie.
- Non linearità delle condizioni di vincolo.
- Non linearità dei carichi. La direzione di applicazione può variare in funzione della deformata della struttura.

Metodo di risoluzione del problema dinamico

La risoluzione del problema dinamico a n gradi di libertà si basa su un **metodo di sovrapposizione modale**. Tale metodo permette di trasformare un sistema di equazioni accoppiate a un sistema di equazioni disaccoppiate, utilizzando le proprietà di ortogonalità di autovalori e autovettori, ovvero i modi di vibrare della struttura. La studio della struttura non necessita dell'estrazione di tutti gli autovalori, ma solo di una parte significativa di essi, secondo limiti previsti dalle norme.

Il metodo utilizzato dal software per l'estrazione degli autovalori è il metodo di *Lanczos*, adatto anche per matrici non simmetriche a termini complessi.

Nel calcolo della risposta sismica i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati secondo il metodo CQC, che consente di tener conto delle singole componenti modali X_k , ottenute da una combinazione quadratica delle componenti $X_{k,j}$ secondo opportuni coefficienti.

Metodi di verifica svolti dal software

TRAVILOG TITANIUM 6 è in grado di eseguire analisi di sezioni e di verificare il comportamento delle strutture secondo due metodi principali di verifica:

- **Tensioni ammissibili.** I carichi sono applicati alla struttura con il loro valore nominale. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per opportuni coefficienti ottenendo delle tensioni massime a cui potranno lavorare i materiali stessi. Tali tensioni risultano al di sotto del limite elastico convenzionale.
- **Stati limite.** Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per dei coefficienti di sicurezza ottenendo dei valori limite in campo plastico. I carichi di esercizio, accidentali o permanenti vengono incrementati secondo opportuni coefficienti definiti dalla normativa (vedi in seguito).

Il programma valuta diverse condizioni di stato limite:

- **Stato limite ultimo.** La normativa prevede in questo caso che la struttura sia soggetta in condizioni straordinarie a carichi che possano causare il collasso della stessa, quali ad esempio l'evento sismico.
- **Stato limite di esercizio.** Anche in questo caso il calcolo della struttura è effettuato incrementando i carichi secondo opportuni coefficienti. A differenza del caso precedente però la struttura è soggetta a carichi in condizioni di esercizio, sotto l'azione dei quali devono prodursi deformazioni controllate, che non impediscano il funzionamento previsto. Esistono tre diverse condizioni di esercizio: **Rara, Frequente, Quasi permanente.**
- **Stato limite di danno.** E' il caso in cui la struttura è soggetta a forze di natura sismica. La verifica al danno è da effettuarsi sugli spostamenti.

La scelta dell'uno o dell'altro metodo dipende dalle prescrizioni previste dalle normative vigenti.

Sistemi di riferimento

Il programma possiede 2 diversi tipi di sistema di riferimento:

- **Riferimento globale.**

Il sistema di riferimento è definito da una terna cartesiana destrorsa, valido per tutti gli elementi della struttura e non dipende dal particolare orientamento di parti di essa.

I vincoli esterni, le reazioni vincolari e gli spostamenti nodali calcolati sono riferiti alla terna globale



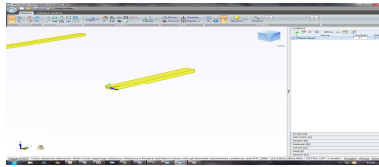
La terna di riferimento globale

- **Riferimento locale.**

In questo caso il sistema di riferimento è ancora definito da una terna cartesiana destrorsa, l'orientamento del quale varia elemento per elemento.

Le azioni interne sono sempre riferite alla terna locale

- **Riferimento locale per le Aste.** Per l'elemento asta la direzione x è coincidente con l'asse baricentrico dell'asta stessa, mentre y e z sono perpendicolari ad x e diretti secondo gli assi principali d'inerzia della sezione assegnata all'asta. Secondo l'impostazione di default y è diretto secondo la direzione di azione del peso, a meno di rotazioni assegnate alla sezione. Selezionando un'asta TRAVILOG TITANIUM 6 mostra la terna locale: asse locale X rosso, asse locale Y verde, asse locale Z blu.



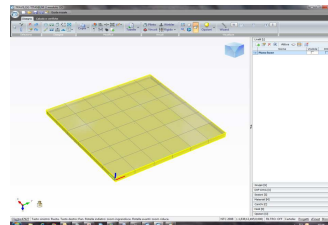
Terna locale dell'elemento asta

- **Riferimento locale per gli elementi shell.** Per gli elementi bidimensionali TRAVILOG TITANIUM 6 trasforma le azioni interne in un unico sistema di riferimento.

Il riferimento adottato dipende da come vengono costruiti i macro elementi dai quali verrà generata automaticamente la mesh di calcolo:

Elemento lastra/piastra:

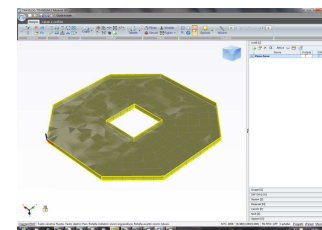
Si tratta di un macro elemento quadrangolare a mesh regolare. La terna locale è così definita:
asse X locale (rosso) con origine nel primo nodo cliccato e in direzione primo nodo – secondo nodo.
Asse Y locale (verde) ortogonale a X locale, complanare all'elemento ed in direzione del terzo nodo.
Asse Z locale (blu) ortogonale al macro elemento.



Esempio terna locale elemento lastra/piastra

Elemento platea o parete:

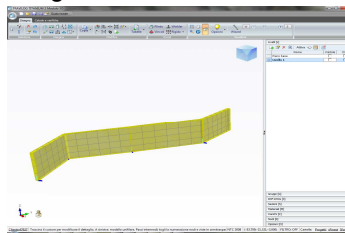
Si tratta di un macro elemento poligonale piano, con possibilità di fori poligonali, con generazione automatica della mesh. La terna locale è definita come per l'elemento lastra/piastra.



Esempio terna locale elemento platea

Elemento estruso (Muro o Nucleo):

Si tratta di un macro elemento a mesh regolare generato per estrusione in direzione delle forze peso a partire da una traccia. Per ciascuna faccia piana la terna locale è definita nel seguente modo:
Asse locale X (rosso) lungo i nodi della traccia. Asse locale Y (verde) diretto come la direzione di estrusione. Asse locale Z (blu) ortogonale alla faccia a formare una terna destra con X e Y.



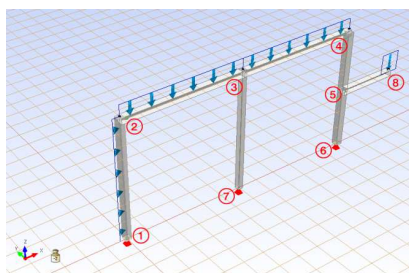
Esempio terne locali elemento nucleo estruso

TEST DI VERIFICA 1: TELAIO AD ASTE ORTOGONALI

Descrizione

In questo esempio si vogliono valutare gli effetti di un carico distribuito verticalmente e orizzontalmente su di un telaio ad aste ortogonali. Si è inoltre voluto tener conto di un carico concentrato su mensola. I vincoli introdotti sono perfetti e nel calcolo a mano si sono supposte aste assialmente rigide. Per la modellazione del telaio sono stati utilizzati elementi ASTA.

Geometrie, carichi e materiali



$$L_{12} = L_{23} = L_{34} = 6 \text{ m}, \quad L_{45} = L_{56} = L_{58} = 6 \text{ m}$$

$$p = 10000 \text{ N/m}, \quad q = 5000 \text{ N/m}, \quad P = 15000 \text{ N}$$

Sezioni 12, 23, 34, 45, 56, 58

$$0,30 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$$

$$J_{30 \times 30} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Sezione 37

$$0,15 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$$

$$J_{15 \times 30} = 3,38 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 2,85 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

Risultati

Azione	Teorico	Calcolato *	Scostamento %
M max 34	$5,54 \cdot \frac{p \cdot l^2}{52} = 38354 \text{ Nm}$ a 3,234 m da C	38440 Nm a 3,37 m da C	+0,22
M in 32	$11 \cdot \frac{p \cdot l^2}{52} = 76154 \text{ Nm}$	75703 Nm	-0,61
M 7	$10,5 \cdot \frac{p \cdot l^2}{52} = 72692 \text{ Nm}$	72697 Nm	-0,006
M nullo 23	0 Nm a 3,462 m da B	0 aNm 3,469 m da B	+0,20
T 7	$19,5 \cdot \frac{p \cdot l}{52} = 22499 \text{ N}$	22500 N	+0,004

*Punto di valutazione delle azioni interne più vicino all' ascissa del momento massimo

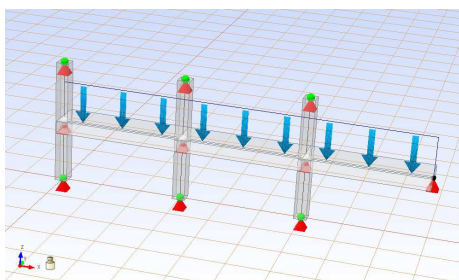
Bibliografia: Esercizi di Tecnica delle Costruzioni. P.Gambarova - E.Giuriani - P.Ronca - S.Tattoni - Edizione: "Città Studi Edizioni"

TEST DI VERIFICA 2: TRAVE A TELAIO RIDOTTO (NODI NON SPOSTABILI)

Descrizione

In questo esempio si valutano gli effetti dei carichi su un telaio ridotto a tre luci con pilastri ad altezza pari a alla meta delle luci. I vincoli introdotti sono delle cerniere alla testa dei pilastri e incastro sull'ultima trave. In questo esempio i nodi sono considerati come non spostabili. Per imporre questo tipo di vincolo, nel modello abbiamo introdotto delle cerniere tra il collegamento dei pilastri con le travi.

Geometrie, carichi e materiali



$$L_{pil} = 1,5 \text{ m} \quad L_{travi} = 3 \text{ m}$$

$$p = 10000 \text{ N/m} \quad q = 5000 \text{ N/m} \quad P = 15000 \text{ N}$$

$$\text{Sezioni travi (b x h)} \\ 0,90 \text{ m x } 0,30 \text{ m} \quad J_{90 \times 30} = 20,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Sezione pilastri} \\ 0,30 \text{ m x } 0,30 \text{ m} \quad J_{30 \times 30} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 2,85 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

Risultati

Azione	Teorico	Calcolato	Scostamento %
M camp 2-5	$\frac{175}{402} \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 4897 \text{ Nm}$ a 1,50 m da 2	4898 Nm a 1,50 m da 2	+0,02
M pil 12	$\frac{35}{301} \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 1959 \text{ Nm}$ a 1,50 m da 1	19598 Nm	0
M 6 sin	$\frac{157}{201} \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 8787 \text{ Nm}$	8787 Nm	0
M camp 8-10	$\frac{135}{402} \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 3778 \text{ Nm}$ a 1,50 m da 8	3772 Nm a 1,50 m da 8	-0,15
T 9 dest	$\frac{801}{804} \cdot \frac{p \cdot l}{8} = 14944 \text{ N}$	14944 N	0

Bibliografia: Esercizi di Tecnica delle Costruzioni. Giandomenico Toniolo - Edizione: "Zanichelli"

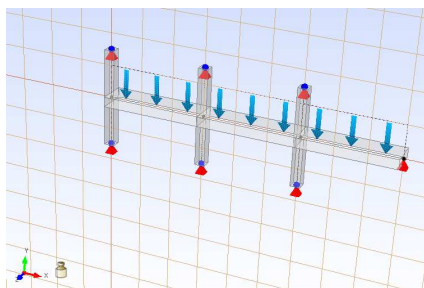
TEST DI VERIFICA 3: TRAVE A TELAIO RIDOTTO (1)

Descrizione

In questo esempio si vogliono valutare gli effetti dei carichi su un telaio ridotto a tre luci con pilastri ad altezza paria alla meta delle luci.

I vincoli introdotti sono delle cerniere alla testa dei pilastri e incastro sull'ultima trave.

Geometrie, carichi e materiali



$$L_{pil} = 1,5 \text{ m} \quad L_{travi} = 3 \text{ m}$$

$$p = 10000 \text{ N/m} \quad q = 5000 \text{ N/m} \quad P = 15000 \text{ N}$$

$$\text{Sezioni travi (b x h)} \\ 0,90 \text{ m x } 0,30 \text{ m} \quad J_{90 \times 30} = 20,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Sezione pilastri} \\ 0,30 \text{ m x } 0,30 \text{ m} \quad J_{30 \times 30} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 2,85 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

Risultati

Azione	Teorico	Calcolato	Scostamento %
M camp 2-5	$\frac{175}{402} \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 4897 \text{ Nm}$ a 1,50 m da 2	4903 Nm a 1,50 m da 2	+0,12
M pil 12	$\frac{35}{201} \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 1959 \text{ Nm}$ a 1,50 m da 1	2002 Nm	+2,19
M 6 sin	$\frac{157}{201} \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 8787 \text{ Nm}$	8691 Nm	-1,09
M camp 8-10	$\frac{135}{402} \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 3778 \text{ Nm}$ a 1,50 m da 8	3739 Nm a 1,50 m da 8	-1,03
T 9 dest	$\frac{801}{804} \cdot \frac{p \cdot l}{8} = 14944 \text{ N}$	14788 N	-1,04

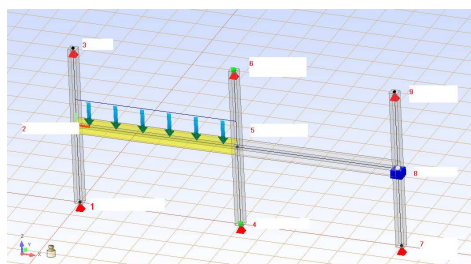
Bibliografia: Esercizi di Tecnica delle Costruzioni. Giandomenico Toniolo - Edizione: Zanichelli

TEST DI VERIFICA 4: TRAVE A TELAIO RIDOTTO (2)

Descrizione

In questo esempio si vogliono valutare gli effetti dei carichi su un telaio ridotto a due luci con pilastri ad altezza paria alla meta delle luci. I vincoli introdotti sono degli incastrici agli estremi mentre quelli centrali sono delle cerniere. Nel modello si considerano i nodi non spostabili, quindi è necessario inserire un carrello all'estremità del telaio.

Geometrie, carichi e materiali



$$L_{25} = L_{58} = 6 \text{ m} \quad L_{123} = L_{456} = L_{789} = 3 \text{ m}$$

$$p = 5000 \text{ N/m}$$

Sezioni 25, 58

$$1,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$$

$$J_{120 \times 30} = 27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Sezione 12, 23, 45, 56, 78, 89

$$0,30 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$$

$$J_{30 \times 30} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 2,85 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

Risultati

Azione	Teorico	Calcolato	Scostamento %
M camp 2-5	$125 \cdot \frac{1}{160} \cdot \frac{p \cdot l^2}{12} = 11719 \text{ Nm}$ a 2,88 m da 2	11732 Nm a 3,00 m da 2	+0,11
M pil 12	$25 \cdot \frac{1}{160} \cdot \frac{p \cdot l^2}{12} = 2344 \text{ Nm}$	2348 Nm	+0,17
M 6	$130 \cdot \frac{1}{160} \cdot \frac{p \cdot l^2}{12} = 12187 \text{ Nm}$	12143 Nm	-0,36
M nullo 58	0 Nm a 1,333 m da 8	0 Nm a 1,311 m da 8	-0,16
T 6 sin	$\frac{990}{960} \cdot \frac{p \cdot l}{2} = 15469 \text{ Nm}$	15458 N	-0,07

Bibliografia: Esercizi di Tecnica delle Costruzioni. P.Gambarova - E.Giuriani - P.Ronca - S.Tattoni - Edizione: "Città Studi Edizioni"

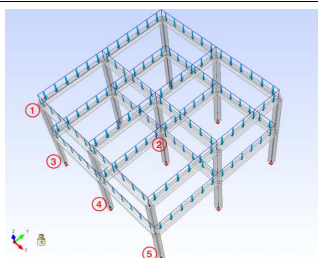
TEST DI VERIFICA 5: TELAIO TRIDIMENSIONALE

Descrizione

In questo esempio si vogliono valutare gli effetti di un carico distribuito verticalmente su di un telaio tridimensionale ad aste ortogonali.

I vincoli introdotti sono perfetti e le aste assialmente rigide. Per la modellazione del telaio sono stati utilizzati elementi ASTA.

Geometrie, carichi e materiali



$$L_{campata} = 6 \text{ m} \quad H_{piano} = 3 \text{ m} \quad H_{totale} = 8 \text{ m}$$

$$p = 50000 \text{ N/m}$$

Sezione 40x40

$$0,40 \text{ m} \times 0,40 \text{ m}$$

$$J_{40 \times 40} = 21,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 2,942 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

Risultati

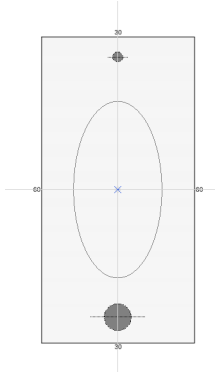
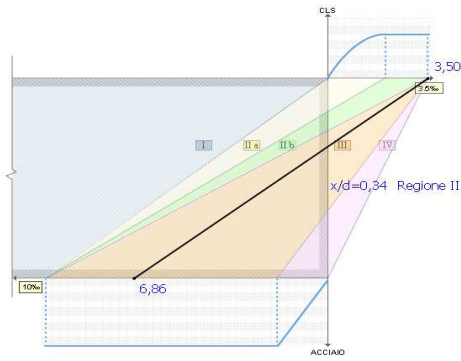
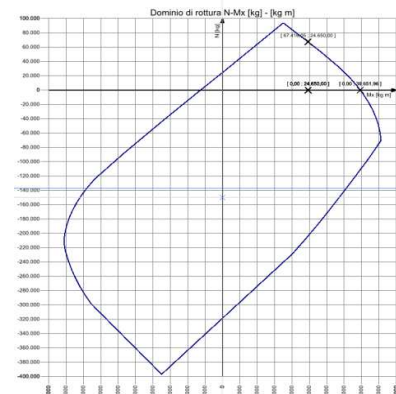
Azione	SAP	Calcolato
M 1	100522,38 Nm	100522,4 Nm
M 2	-161077,7 Nm	-161077,7 Nm
R V3	563934,3 N	563934,3 N
R V4	918032,8 N	918032,8 N
R M5	22207,3 Nm	22207,3 Nm

TEST DI VERIFICA 6: SEZIONE RETTANGOLARE

Descrizione

In questo esempio si vogliono valutare allo SLU gli effetti di una flessione semplice applicata ad una sezione rettangolare.

Geometrie, carichi e materiali

	Altezza della sezione Altezza utile Larghezza sezione Armatura tesa FeB44 Distanza bordo teso Armatura compressa FeB44 Distanza bordo compresso Resistenza caratteristica cls Tensione caratteristica acciaio Modulo elastico acciaio Momento di calcolo	60 cm 55 cm 30 cm 21,98 cm² 5 cm 3,14 cm² 4 cm 377 daN/cm² 4300 daN/cm² 2060000 daN/cm² 2465000 daNcm
		

Risultati

Azione	Teorico	Calcolato	Scostamento %
X_i	17,682 cm	18,580 cm	+5.08
M_u	3975159 daNcm	3963934 daNcm	-0.28
K_s	1,613	1,610	-0.18

Bibliografia: Calcolo delle sezioni in cemento armato. Giovanni Falchi Delitala - Edizione: "Hoepli"

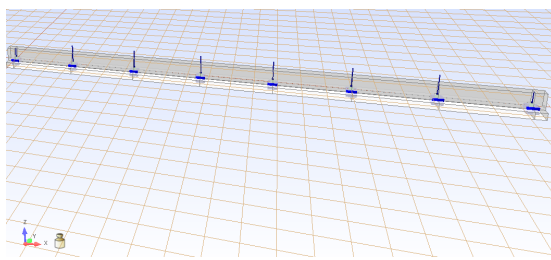
TEST DI VERIFICA 7: TRAVE SU SUOLO ELASTICO

Descrizione

In questo esempio si valuta una trave di fondazione appoggiata su un terreno schematizzabile come suolo elastico alla Winkler.

Per la modellazione del telaio sono stati utilizzati elementi ASTA alla WINKLER.

Geometrie, carichi e materiali



$$L_{\text{campata}} = 3,20 \text{ m}$$

$$L_{\text{mensola}} = 0,40 \text{ m}$$

$$P_{\text{int}} = 650000 \text{ N}$$

$$P_{\text{estr}} = 400000 \text{ N}$$

Sezione a T rovescia

$$B = 0,95 \text{ m} \quad b = 0,35 \text{ m}$$

$$H = 0,30 \text{ m} \quad h = 0,70 \text{ m}$$

$$E = 2,6 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$J_{\text{trav}} = 45,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Risultati

Azione	Bibliografia	Calcolato	Scostamento %
M I camp	182000 Nm	185632 Nm	+1.99
M II camp	92000 Nm	91925 Nm	+0.08
M III camp	80000 Nm	79696 Nm	-0.38
T II camp	322000 N	327802 N	+1.80
P camp cent	20,2 N/cm ²	21,0 N/cm ²	+3.96

Bibliografia: Esercizi di Tecnica delle Costruzioni. Giandomenico Toniolo - Edizione: "Zanichelli"