

Comune di Montebelluna

Provincia di Treviso

Progetto: **SCUOLA ELEMENTARE "A.SERENA" DI CAONADA**
Via Crociera, n° 9 – Foglio 48 m. n. 429

**VERIFICHE TECNICHE LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA
E PROGETTAZIONE PRELIMINARE INTERVENTO
ADEGUAMENTO O MIGLIORAMENTO SISMICO**

2° fase: 06 agosto 2010 – Verifiche tecniche dei livelli di sicurezza sismica

Data: 06 agosto 2010

**Relazione di calcolo preliminare
strutture**



1) RELAZIONE GENERALE ILLUSTRATIVA DELL'INTERVENTO

INTRODUZIONE: Il progetto in esame si colloca a seguito del processo di valutazione della sicurezza della scuola elementare "A. Serena" di Caonada, che ha già percorso i seguenti passaggi:

- L'analisi storico-critica della costruzione, che ha permesso di individuare il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto.
- Il rilievo geometrico-strutturale completo dell'edificio, che ha permesso di individuare sia la geometria complessiva dell'organismo che quella degli elementi costruttivi che lo compongono. E' stato così individuato l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi; per fare ciò ci si è basati sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali.
- Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, è stato raggiunto un livello di conoscenza adeguato dei diversi parametri coinvolti nel modello strutturale dell'opera (geometria, dettagli costruttivi e materiali) che ha permesso di valutarne le capacità resistive nei confronti delle azioni di progetto previste dalle Norme Tecniche (DM 14/01/2008), in particolare per quanto riguarda le Azioni Sismiche.

Gli esiti del processo di Valutazione sopraindicato, per le notevoli carenze costruttive riscontrate, dovute alla successione temporale dei vari interventi edificatori, già indicate nelle precedenti relazioni, ha condotto a scegliere, come unica soluzione di adeguamento sismico possibile, l'introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo a quello presente, che sia in grado di resistere autonomamente e per intero all'azione sismica di progetto richiesta dalle vigenti norme per le nuove costruzioni in classe d'uso 3 (scuole). Tale sistema strutturale, parallelo a quello esistente, consente di superare tutti i problemi strutturali riscontrati, quali:

- l'incapacità delle pareti murarie di resistere alle azioni orizzontali (sismiche) di progetto;
- la profonda disomogeneità e irregolarità dell'attuale sistema strutturale;
- i difetti realizzativi riscontrati in diverse pareti;
- l'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti ;
- l'inadeguatezza del sistema di fondazione.

Il progetto in esame consiste nella realizzazione di un sistema strutturale costituito da setti in c.a. e travi in acciaio. Le travi in acciaio hanno la sola funzione di assorbire i carichi verticali dei solai riportandoli ai setti in c.a., i quali, oltre che avere funzione portante nei riguardi delle azioni verticali assorbono anche per intero le azioni orizzontali di tipo inerziale generate dall'evento sismico. Le pareti in muratura dell'attuale edificio vengono considerate solo come tamponamenti, prive di alcuna funzione strutturale. Opportuni sistemi di incatenamento ne garantiranno la solidarizzazione con la struttura in c.a. I solai, invece, continueranno a lavorare in parallelo con l'intelaiatura in acciaio, la quale viene comunque dimensionata in modo da poterli sostenere completamente.

2.0) CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE

2.1) GENERALITÀ:

Lo schema statico adottato è quello di struttura a pareti in c.a., con travi in acciaio incernierate alle pareti e considerate secondarie dal punto di vista della resistenza all'azione sismica. I setti in c.a. sono vincolati rigidamente alle fondazioni in modo da garantire la monoliticità del complesso. Le fondazioni, anch'esse di nuova realizzazione sono del tipo a trave continua con sezione a T rovesciata. La copertura a doppia falda verrà sostenuta dall'intelaiatura in acciaio di piano. Per entrambi gli orizzontamenti si è adottata la schematizzazione di vincolo di piano rigido, garantito dai solai in laterocemento esistenti. Per la verifica delle sezioni si è usato il metodo agli stati limite supponendo il materiale reagente nel campo della elasticità lineare.

2.2) STRUTTURA PORTANTE:

La struttura portante è costituita da pareti in calcestruzzo armato, disposte nei punti più significativi affinché possano efficacemente assorbire le sollecitazioni esterne derivanti da eventi sismici combinati con i normali carichi di esercizio in modo tale da dar luogo alle sollecitazioni più gravose. Le travi sono realizzate con profilati in acciaio di diversa sezione disposti secondo

due orditure; un'orditura secondaria, ortogonale alla direzione di travetti in laterocemento dei solai esistenti, adibita ad assorbirne i carichi, e un'orditura principale a cui confluiscono le travi secondarie e che è direttamente sostenuta dalle pareti in c.a.. Le travi in acciaio sono considerate incastrate fra di loro ma semplicemente incernierate ai setti in c.a. in modo da non contribuire in alcun modo alla resistenza nei confronti dell'azione sismica.

Non si può parlare, quindi di telai, la tipologia strutturale assunta nella scelta del fattore di struttura è stata quella tipica delle strutture a pareti non accoppiate. I setti hanno spessori di 20, 25 e 30 cm e lunghezze variabili come indicato negli allegati elaborati strutturali, sono armati con barre d'acciaio ad aderenza migliorata con diametri e distanze come da regolamento.

2.3) *FONDAZIONI:*

Il piano di posa delle fondazioni è posto a -3,3 m per le fondazioni dei setti a ridosso dello scantinato e a m-1,6 per tutti gli altri setti. Il carico massimo ammissibile del terreno è stato cautelativamente assunto pari a 2,5 daN/cm² allo stato limite di esercizio con approccio 2. Le travi di fondazione sono realizzate in calcestruzzo armato, armate con barre ad aderenza migliorata, e imposte su un materasso di magrone dello spessore di cm.10, che garantisce una ottimale trasmissione dei carichi al terreno.

3.0) *SOLAI:*

I solai del primo piano e del secondo piano esistenti vengono integrati e sostenuti da un intelaiatura di travi in acciaio disposta su tutta la superficie in pianta degli orizzontamenti. Anche le pareti murarie principali, ora considerate come tamponamenti, vengono sostenute direttamente dalle travi in acciaio che ne trasferiscono così anche la rispettiva massa sismica alle pareti in c.a. I solai di piano presenti esercitano la funzione di piano rigido per la struttura..

4.0) *COPERTURA:*

La copertura è a doppia falda in paretine e tavelloni, e viene sostenuta dall'intelaiatura in acciaio del secondo orizzontamento. Dal punto di vista statico la copertura è stata modellata unicamente come carico applicato alle travi del secondo solaio. Le stesse considerazioni valgono anche per i gli sporti e i cornicioni.

5.0) *ORIGINE, CARATTERISTICHE, AFFIDABILITA' E VALIDAZIONE, DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO:*

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap c.a. 2009 nella versione Service Pack 2.2 del marzo 2010, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

Elaboratore utilizzato:

Computer	HP Pavillon, modello t3710.it Intel ® Pentium ® 4 CPU 3.00 GHz 2.99 GHz, 1.00 Gb di RAM
Sistema	Microsoft Windows Vista Premium Versione 2007 Service Pack 1 Registrato a nome di: Quer Pietro Licenza n°:8057-OEM-7215042-94753

Affidabilità dei codici utilizzati:

- si allega licenza d'uso e attestato rilasciato da Studio Software AMV srl sul tema dell'affidabilità.

6.0) *AZIONI AGENTI SULLA COSTRUZIONE*

1° IMPALCATO: SOLAIO BAUSTA 20+5

SOLAI DI ABITAZIONE IN LATEROCEMENTO

CARICHI PERMANENTI
p.p. solaio 20+5 cm.

320 daN/m²

sottofondo più isolamento acustico o termico cm. 10	60 daN/m ²
massetto	60 daN/m ²
pavimento	60 daN/m ²
paretine divisorie	100 daN/m ²
Controsoffitto	50 daN/m ²
totale	650 daN/m²

CARICHI ACCIDENTALI
sovraccarico accidentale 300 daN/m²

COPERTURA SOLAIO BAUSTA 20+5

SOLAI DI COPERTURA IN LATEROCEMENTO

CARICHI PERMANENTI p.p. solaio 20+5 cm.	320 daN/m ²
pretine e tavelloni	215 daN/m ²
impermeabilizzazione e isolamento	30 daN/m ²
coppi	60 daN/m ²
controsoffitto	50 daN/m ²
totale	675 daN/m²

CARICHI ACCIDENTALI
sovraccarico neve 130 daN/m²

MURATURE

CARICHI PERMANENTI
Muro di tamponamento 350 daN/m²

SCALE IN C.A. BALLATOI

CARICHI PERMANENTI p.p. struttura portante s=15 cm.	600 daN/m ²
pavimento	70 daN/m ²
intonaco	30 daN/m ²
Totale	700 daN/m²

CARICHI ACCIDENTALI
Accidentale 400 daN/m²

CALCOLO Carichi da neve

Normativa : D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni)

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

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

Provincia : Treviso

Zona : Im

Altitudine : 70 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo : $q_{sk} = 153,06 \text{ kg/m}^2$

Coefficiente di esposizione C_E : 1 (Normale)

Coefficiente termico C_t : 1



Tipo di copertura: a due falde ($\alpha_1 = 19^\circ$, $\alpha_2 = 19^\circ$)

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I* nella figura a lato.

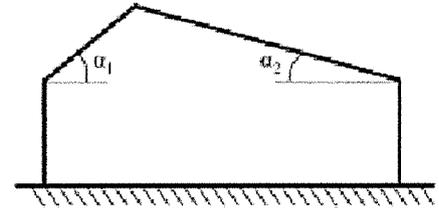
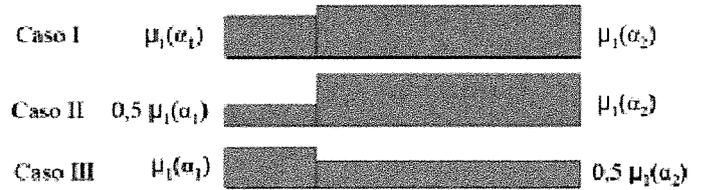
Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III*

Carico da neve :

$$q_s(\mu_1(\alpha_1)) = 122,45 \text{ kg/m}^2 \quad [\mu_1(\alpha_1) = 0,8]$$

$$q_s(\mu_1(\alpha_2)) = 122,45 \text{ kg/m}^2 \quad [\mu_1(\alpha_2) = 0,8]$$

$$q_s(\mu_1=0.8) = 122,45 \text{ kg/m}^2$$



SI APPLICA CAUTELATIVAMENTE: $q_s = 130 \text{ kg/m}^2$

CALCOLO Carichi da vento

Trascurabile rispetto ai carichi sismici e a favore di sicurezza in copertura.

2) **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Legge 5 novembre 1971 N. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge 02.02.1974 N.64 - legge sismica

D.M. 14 febbraio 1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. MIN.LL.PP. N.37406 del 24 giugno 1993 – 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.

C.N.R. - UNI 10011-97 - "Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

T. U. PER L'EDILIZIA DPR 380/01 E SUE SUCCESSIVE MODIFICHE ED INTEGRAZIONI

OPCM 3274 d.d. 20/03/2003 – "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni (OPCM 3431 03/05/05).

Norma Europea ENV206 - Calcestruzzo - Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità.

TERRENI E FONDAZIONI

D.M. LL.PP. 21 gennaio 1981 – Norme sui terreni

D.M. 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.

Circ. MIN.LL.PP. N.30483 del 24 settembre 1988 - Istruzioni 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.

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617

3) MODELLAZIONE STRUTTURALE E CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche sono stati adeguatamente valutati, interpretati e trasferiti nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero elementi in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Le pareti ed in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. Per quanto riguarda le pareti verticali in c.a. il programma di calcolo esegue in automatico una integrazione delle tensioni in fase di post-processione dei risultati calcolando le sollecitazioni di verifica così come indicato al §7.4.4.5. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati con gli elementi Trave di fondazione, schematizzati come trave su letto di molle elastiche e elementi di tipo vincolo. Il comportamento del terreno è rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, assunta pari a 15 in congruenza con la tipologia del terreno di posa della fondazione individuata nella Relazione Geologica allegata alla presente. I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidezza flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

L'esecuzione delle diverse verifiche richieste per le strutture di classe d'uso III in zona sismica ha richiesto la realizzazione di più analisi strutturali diverse, ognuna caratterizzata da valori diversi delle azioni sismiche.

Caratteristiche principali del modello di calcolo:

- ❖ Considerazione della fessurazione nelle strutture in elevazione mediante l'utilizzo di calcestruzzo con rigidezze flessionali e taglianti ridotte al 75%
- ❖ Spettri per le azioni sismiche calcolati con le diverse modalità previste per ciascun stato limite di verifica.
- ❖ Controllo degli effetti del secondo ordine, che ha garantito la possibilità di trascurare gli effetti delle non linearità geometriche.
- ❖ Presenza di diaframmi orizzontali rigidi, nel piano dei solai gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione di piano rigido fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutati tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

Ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite.

➤ **METODOLOGIE DI VERIFICA**

Le verifiche vengono eseguite per ciascuno degli stati limite richiesti dalla normativa, in particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo Stato Limite Ultimo statico, agli Stati Limite di Esercizio, allo SL di salvaguardia della Vita, allo SL di Danno e allo SL di Operatività.

➤ **AZIONI, CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO**

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero - Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni del vento sono state considerate e cumulate a

quelle della neve ove a favore della sicurezza. Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma. I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza previsti al § 2.5 e 2.6 delle NTC-08, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

In sede di dimensionamento vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità). Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

➤ CLASSE D'USO DELL'OPERA: III - SCUOLE

La normativa prevede per le opere in classe d'uso III un articolato insieme di verifiche, che si possono riassumere con la tabella C7.1.1 della Circolare applicativa delle NTC-08:

Tabella C7.1.1 - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

➤ ANALISI SVOLTE

1) Analisi Sismica Dinamica Lineare con Azioni Sismiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Parametri adottati per la struttura analizzata:

- Vita nominale = 50 anni
- Classe d'uso = III
- Periodo di riferimento per l'azione sismica = 75 anni
- Tempo di ritorno del Sisma = 742 anni
- Categoria del suolo: B
- CLASSE DI DUTTILITA': B
- Fattori di struttura q (i valori indicati verranno giustificati ai punti successivi):
- $q = 2,4$ in direzione X : Struttura a pareti non accoppiate non regolare in altezza.
- $q = 2,4$ in direzione Y: Struttura a pareti non accoppiate non regolare in altezza.

Con la presente analisi si sono dimensionate e verificate le strutture in elevazione per gli Stati Limite Ultimi, Statico e di Salvaguardia della Vita, e per gli Stati Limite di Esercizio.

2) Analisi Sismica Dinamica Lineare per il calcolo e la verifica delle fondazioni con Approccio 2: forze sismiche incrementate di un fattore $\gamma_r = 1,1$ (Classe di duttilità B).

Tale analisi è stata svolta per dimensionare e verificare le strutture di fondazione con l'Approccio 2 previsto dalla norma e ricavare le pressioni sul terreno trasmesse dalle fondazioni.

3) Analisi Sismica Dinamica Lineare allo Stato Limite di Danno.

Da tale analisi si è evidenziato come le verifiche di resistenza allo SLD siano implicitamente soddisfatte all'interno di quelle allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

4) Analisi Sismica Dinamica Lineare allo stato Limite di Operatività.

Con tale analisi si è verificato che gli spostamenti di interpiano siano inferiori al limite:

$$a) \quad d < 2/3 * 0,005 h = 0,0033 h$$

Tale limite è quello più cautelativo, richiesto per le strutture con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura. Inoltre sono state adottate le indicazioni dei paragrafi §7.2.3 e § C.7.2.3 al fine di impedire l'espulsione dei tamponamenti soggetti all'azione sismica.

4) VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA

1°) ANALISI Sismica Dinamica Lineare con Azioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	496CAONADA1
Intestazione del lavoro	496CAONADA1
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

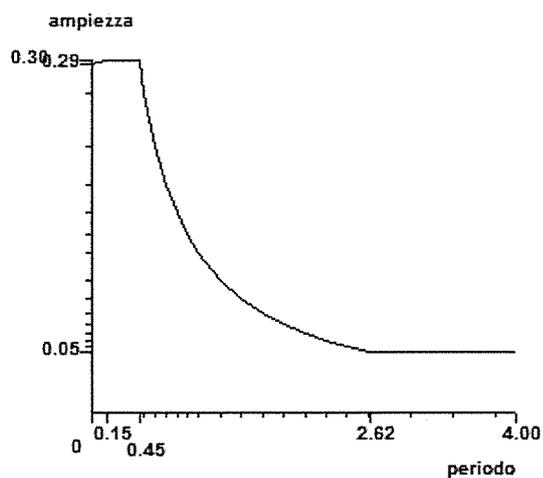
Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	712 anni
Localita'	Montebelluna - (TV)
ag/g	0.255
F0	2.42
Tc	0.33
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	100
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	$q_{0X} = 3 \quad q_{0Y} = 3 \quad K_d = 1 \quad K_r = 0.8$
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3



CALCOLO DEI FATTORI DI STRUTTURA

$$q = q_0 \cdot k_r$$

DIREZIONE X

Regolarità in pianta:	NO
Regolarità in altezza:	NO
Tipologia strutturale:	Struttura a pareti non accoppiate
k_r	0,8
α_u/α_1	-
α_u/α_2 mediato	-
q_0	3
k_w	1
$\alpha_0 = h/L$ parete =	

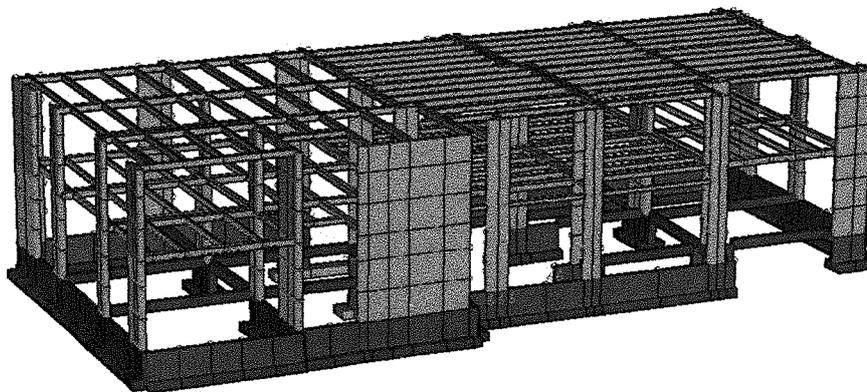
$$q = 2,4$$

DIREZIONE Y

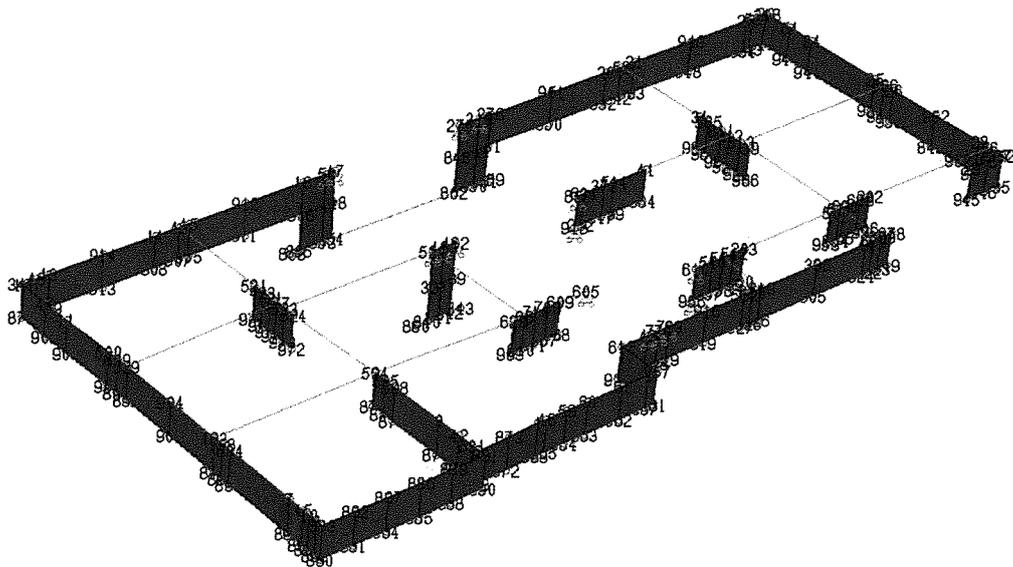
Regolarità in pianta:	NO
Regolarità in altezza:	NO
Tipologia strutturale:	Struttura a pareti non accoppiate
k_r	0,8
α_u/α_1	-
α_u/α_2 mediato	-
q_0	3
k_w	1
$\alpha_0 = h/L$ parete =	-

$$q = 2,4$$

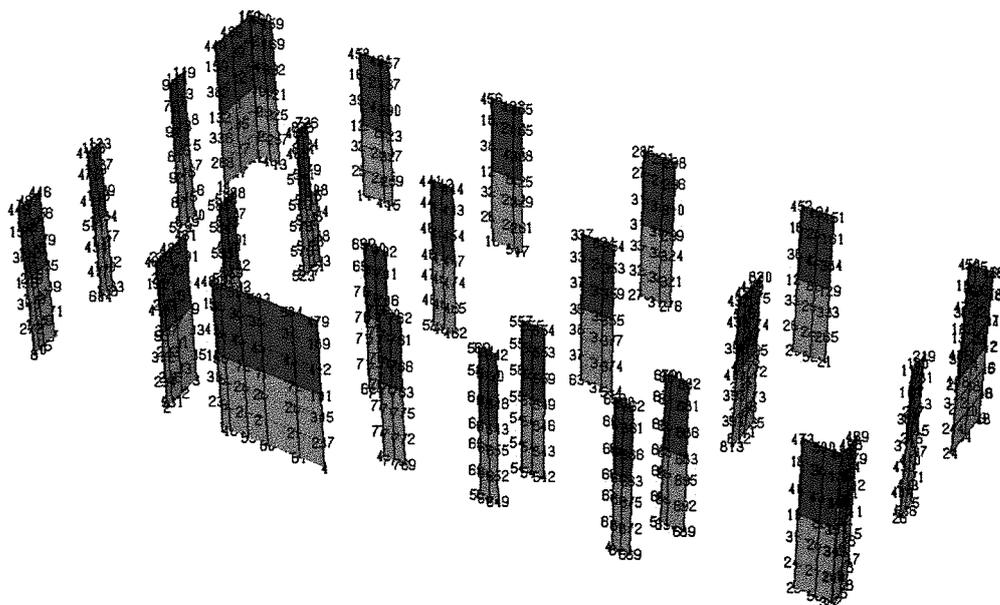
MODELLO DI CALCOLO



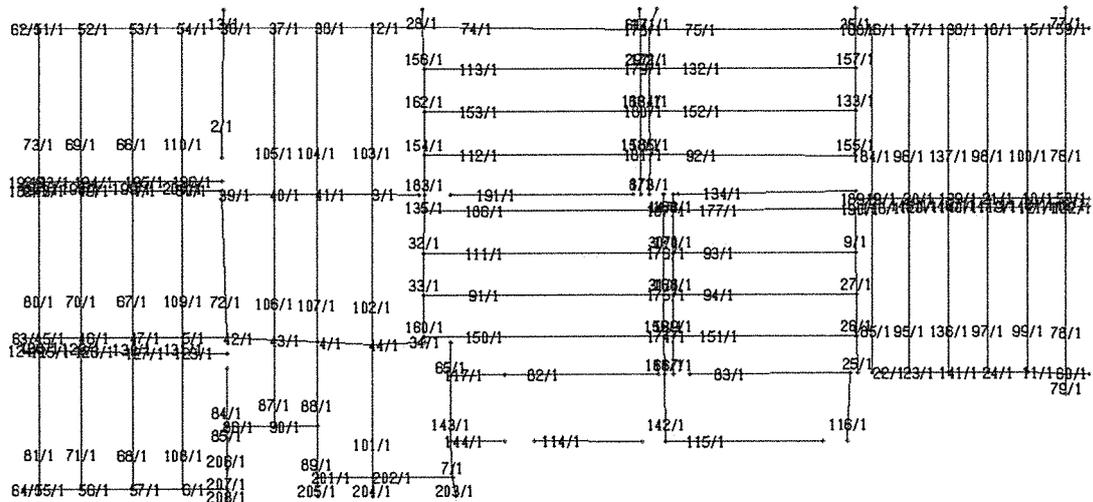
NODI ED ELEMENTI DELLA STRUTTURA: FONDAZIONI - NODI



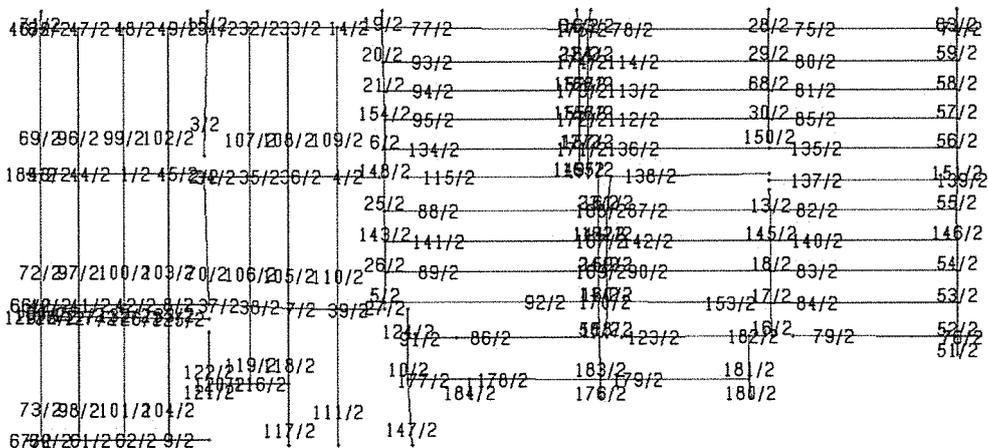
PARETI IN C.A.: NODI



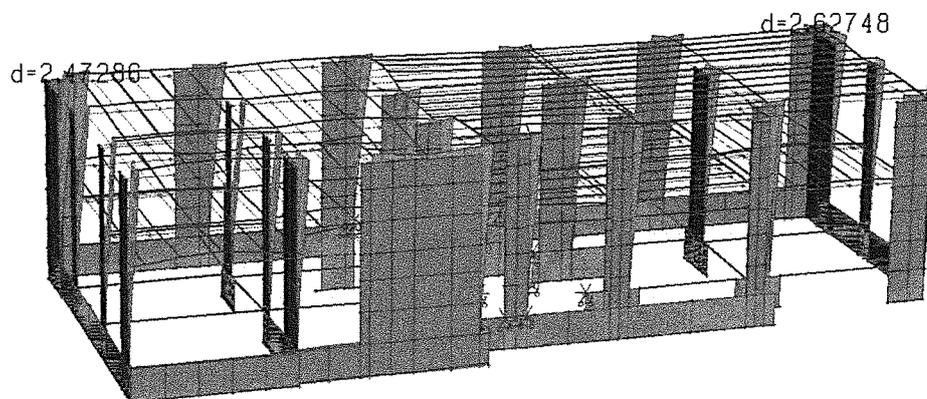
TRAVI PRIMO ORIZZONTAMENTO: ELEMENTI



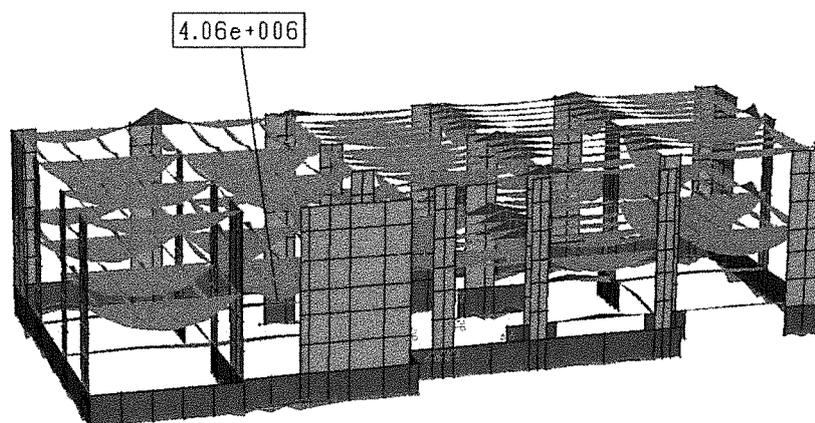
TRAVI SECONDO ORIZZONTAMENTO: ELEMENTI



INVILUPPI DINAMICI DEFORMATA SLU: $E_x + \lambda E_y$



SOLLECITAZIONI: INVILUPPO Mz (daNcm)



DATI DI INPUT

In allegato al progetto definitivo.

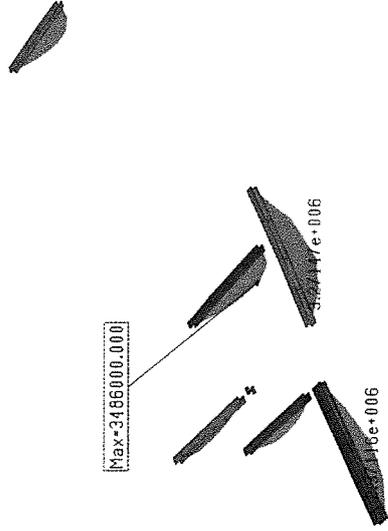
DATI DI OUTPUT

In allegato al progetto definitivo.

VERIFICA SLU E SLE PARETI IN C.A.

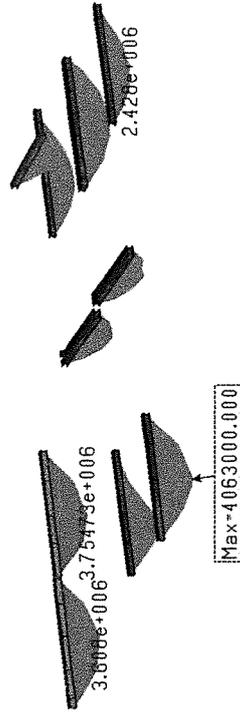
Il tabulato dettagliato con le verifiche e il dimensionamento delle pareti in c.a verrà fornito in allegato al progetto definitivo.

$$M_{max} = f_{yk} / \gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350 / 1,05 \times 1677,7 = 3754852 \text{ daNcm}$$



HEA 300

$$M_{max} = f_{yk} / \gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350 / 1,05 \times 1259,5 = 2818880 \text{ daNcm}$$



HEB 300

VERIFICA TRAVI IN ACCIAIO

Il tabulato dettagliato con le verifiche delle travi in acciaio verrà fornito in allegato al progetto definitivo. Si riportano alcuni diagrammi delle sollecitazioni massime calcolate per i diversi profili utilizzati, utili per una rapida verifica a flessione delle travi in campo elastico. La verifica a deformazione deve, invece, essere eseguita considerando anche la presenza dei solai in laterocemento esistenti.

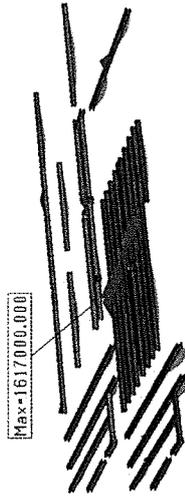
Acciaio S235
HEB 320

$$M_{max} = f_{yk} / \gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350 / 1,05 \times 1926,4 = 4311475 \text{ daNcm}$$

HEA 260



$$M_{max} = f_{yk} / \gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350 / 1,05 \times 836,3 = 1871719 \text{ daNcm}$$



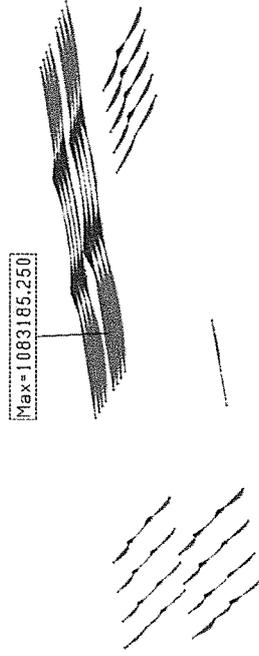
HEB 220

$$M_{max} = f_{yk} / \gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350 / 1,05 \times 735,5 = 1646119 \text{ daNcm}$$



IPE 270

$$M_{max} = f_{yk} / \gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350 / 1,05 \times 428,8 = 959695 \text{ daNcm}$$



2°) ANALISI Sismica Dinamica Lineare per il calcolo e la verifica delle fondazioni con

**Approccio 2: forze sismiche incrementate di un fattore $\gamma_r = 1,1$ (Classe di duttilità B).
STAMPA DEI DATI DI PROGETTO**

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	496CAONADA1
Intestazione del lavoro	496CAONADA1
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

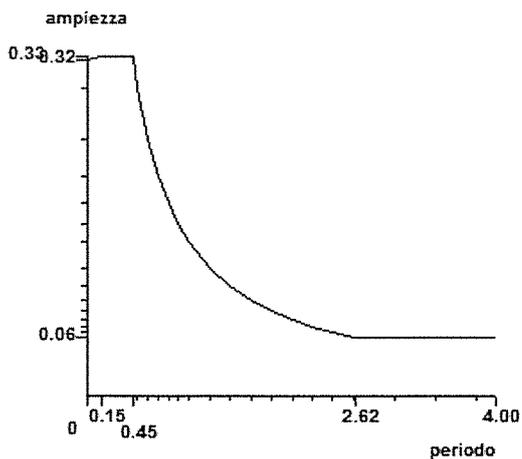
Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	712 anni
Localita'	Montebelluna - (TV)
ag/g	0.255
F0	2.42
Tc	0.33
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

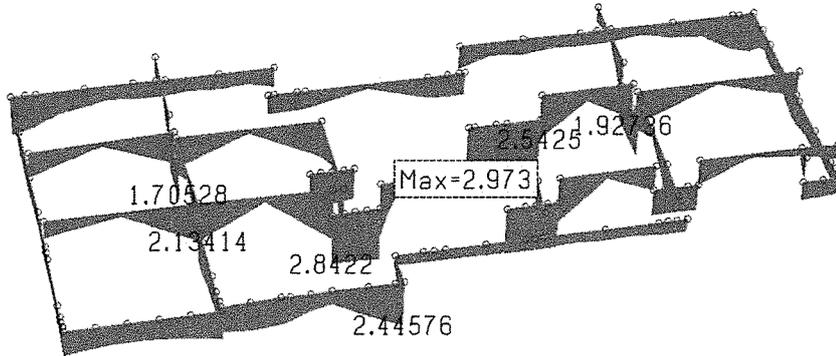
Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	20
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	$q_{or} = 2.4$ [$q_{0X} = 3$ $q_{0Y} = 3$ $K_d = 1$ $K_r = 0.8$]
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

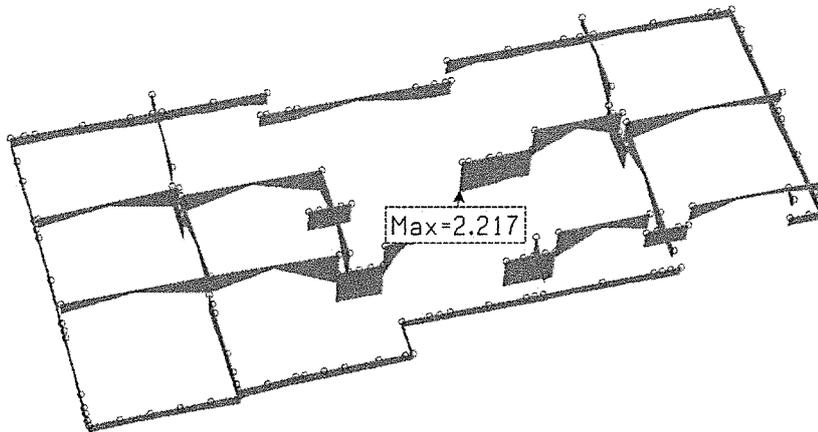
Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3



PRESSIONI MASSIME IN FONDAZIONE ALLO SLU



PRESSIONI MASSIME IN FONDAZIONE ALLO SLE



Si riportano in allegato i dati relativi a alle Sollecitazioni e alle Tensioni calcolate per le fondazioni seguite dalle relative verifiche.

3°) ANALISI Sismica Dinamica Lineare allo Stato Limite di Danno

La normativa richiede per le strutture in Classe d'uso III una verifica di resistenza allo stato limite di danno. E' stata valutata l'azione sismica del tipo previsto per lo Stato Limite di Danno, con $\eta = 2/3$. Per ottenere $\eta = 2/3$ si è introdotto un coefficiente di smorzamento pari a 17, come si deduce dalla relazione 3.2.6 del §3.2.3.2.1 delle NTC:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	496SLD
Intestazione del lavoro	496CAONADA1
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	75 anni
Localita'	Montebelluna - (TV)
ag/g	0.0913
F0	2.43
Tc	0.26
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

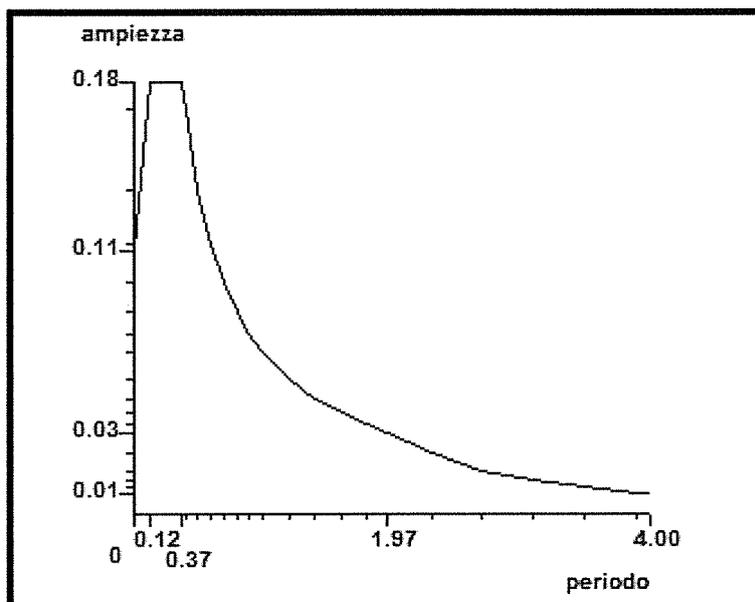
STATO LIMITE DI DANNO

Coefficiente di smorzamento	17%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	100

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

Grafico spettri Norme Tecniche delle Costruzioni



Fattore di importanza γ_i 1 applicato

Spettri orizzontali:

Num. Periodo A.sld XY

1	0.000	0.1096
2	0.125	0.1795
3	0.374	0.1795
4	0.400	0.1680
5	0.500	0.1344
6	0.600	0.1120
7	0.700	0.0960
8	0.800	0.0840
9	0.900	0.0747
10	1.000	0.0672
11	1.200	0.0560
12	1.400	0.0480
13	1.600	0.0420
14	1.800	0.0373
15	1.965	0.0342
16	2.300	0.0250
17	2.700	0.0181
18	3.100	0.0137
19	3.500	0.0108
20	3.900	0.0087
21	4.000	0.0083

Come si può notare dal grafico degli spettri, l'azione sismica è inferiore a quella allo SLV (ordinata minima del plateau = 0,29 per la direzione Y), di conseguenza, essendo le verifiche di resistenza allo SLD eseguite con i valori eccezionali di resistenza dei materiali (superiori a quelli di progetto), le verifiche sono implicitamente soddisfatte da quelle allo SLV.

4°) ANALISI Sismica Dinamica Lineare allo Stato Limite di Operatività

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	496SLO
Intestazione del lavoro	496CAONADA1
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

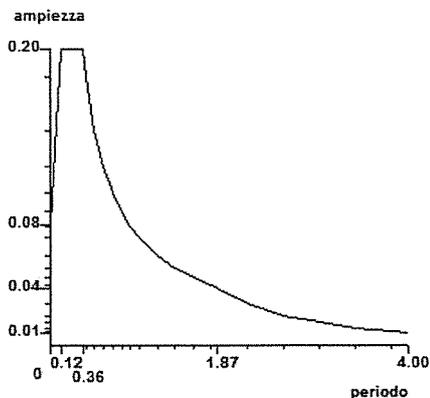
Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operativita'
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	45 anni
Localita'	Montebelluna - (TV)
ag/g	0.0687
F0	2.46
Tc	0.25
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	100

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3



Si riporta la la verifica allo SLO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

MASSIMI SPOSTAMENTI RELATIVI DI PIANO (SPOSTAMENTI DI INTERPIANO)

Spostamento interpiano ≤ 0.00333333 h

Nome archivio di lavoro : 496SLO
Intestazione del lavoro : 496CAONADA1

CALCOLO DEI FATTORI DI STRUTTURA

$$q = q_0 \cdot k_r$$

DIREZIONE X

Regolarità in pianta:	NO
Regolarità in altezza:	NO
Tipologia strutturale:	Struttura a pareti non accoppiate
k_r	0,8
α_u/α_1	-
α_u/α_2 mediato	-
q_0	3
k_w	1
$\alpha_0 = h/L$ parete =	

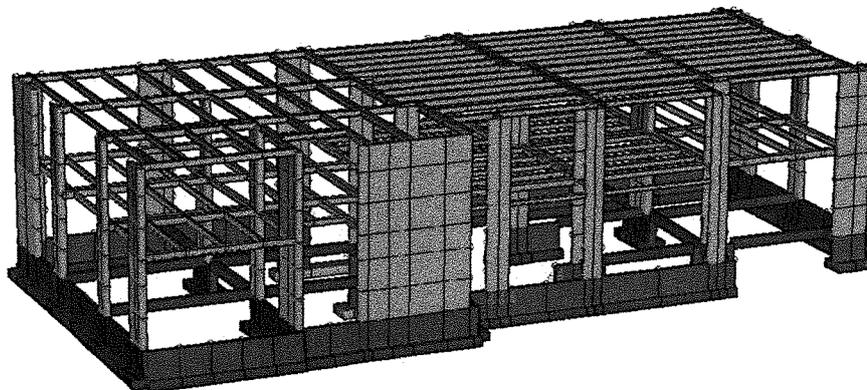
q	2,4
----------	------------

DIREZIONE Y

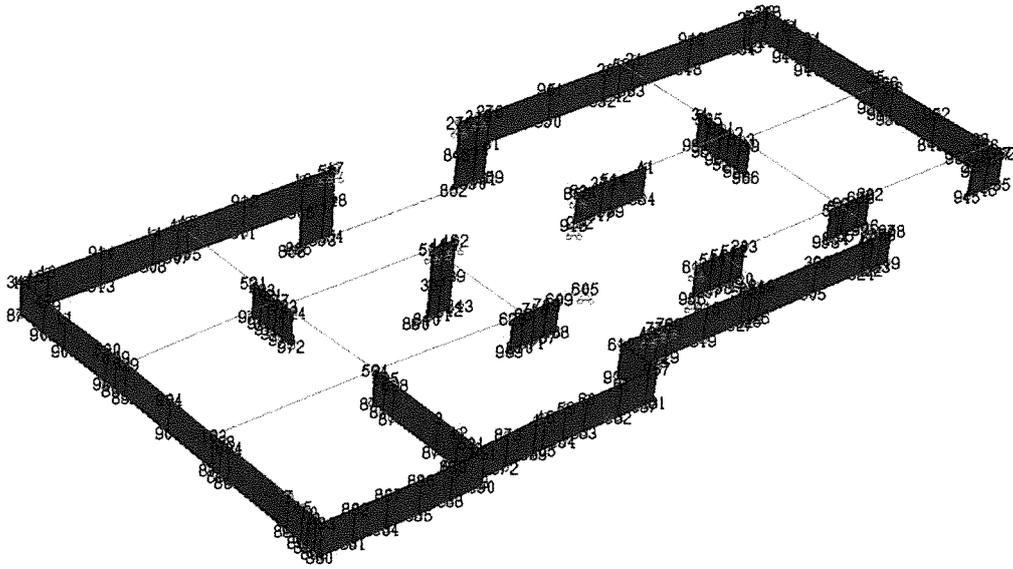
Regolarità in pianta:	NO
Regolarità in altezza:	NO
Tipologia strutturale:	Struttura a pareti non accoppiate
k_r	0,8
α_u/α_1	-
α_u/α_2 mediato	-
q_0	3
k_w	1
$\alpha_0 = h/L$ parete =	-

q	2,4
----------	------------

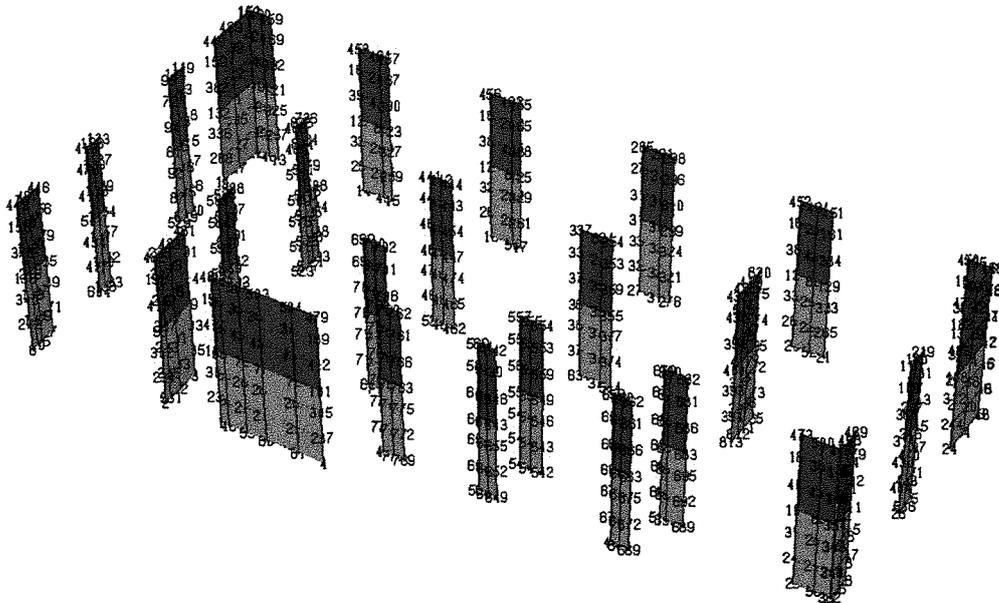
MODELLO DI CALCOLO



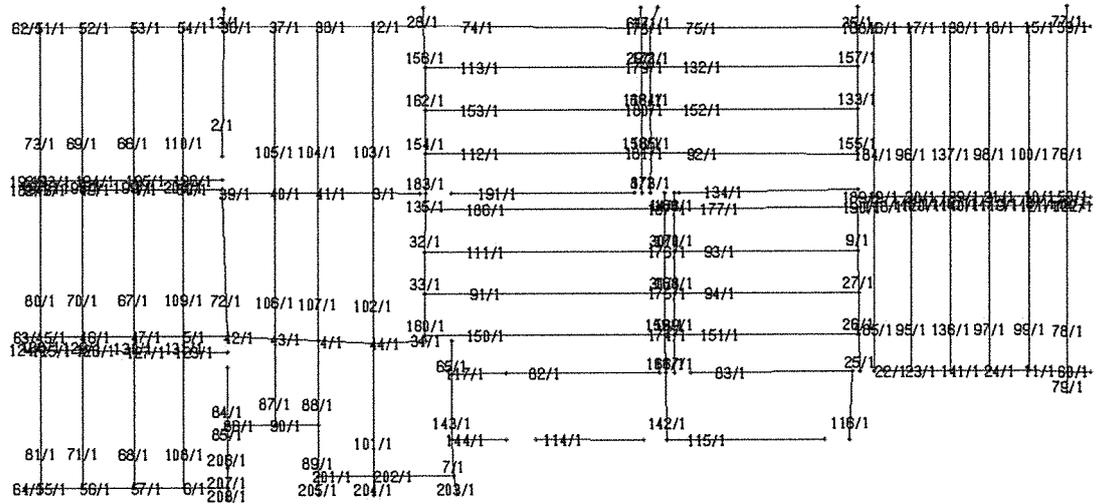
NODI ED ELEMENTI DELLA STRUTTURA: FONDAZIONI - NODI



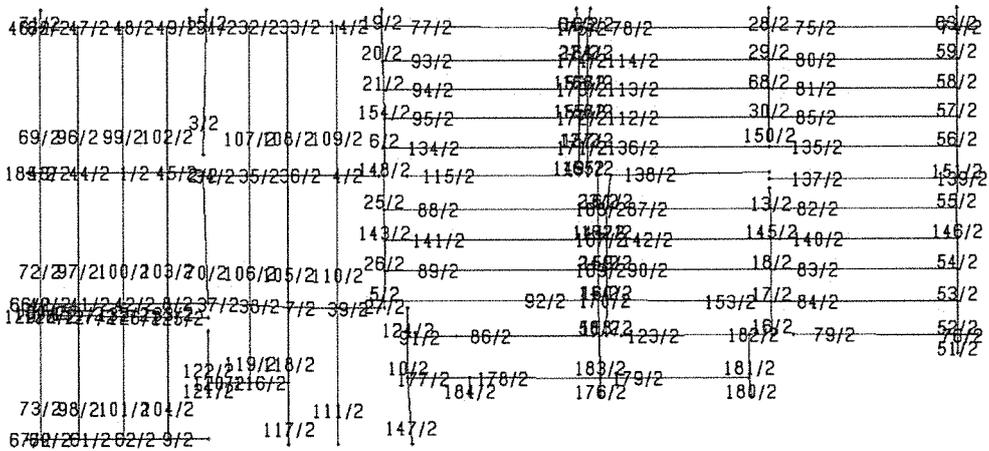
PARETI IN C.A.: NODI



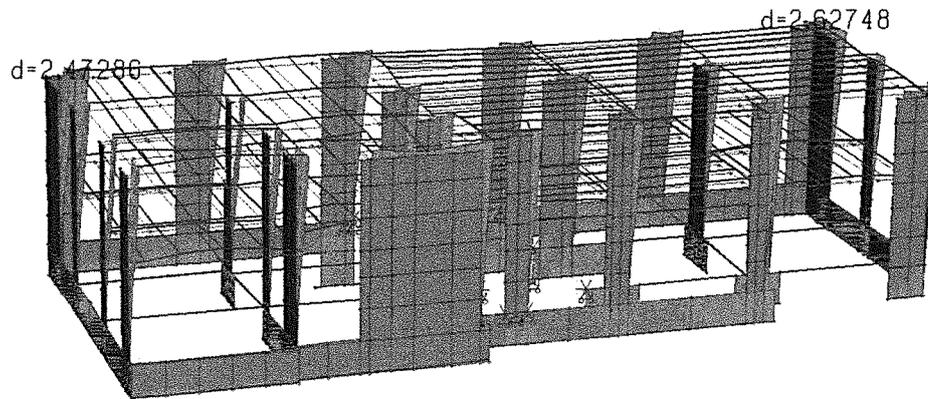
TRAVI PRIMO ORIZZONTAMENTO: ELEMENTI



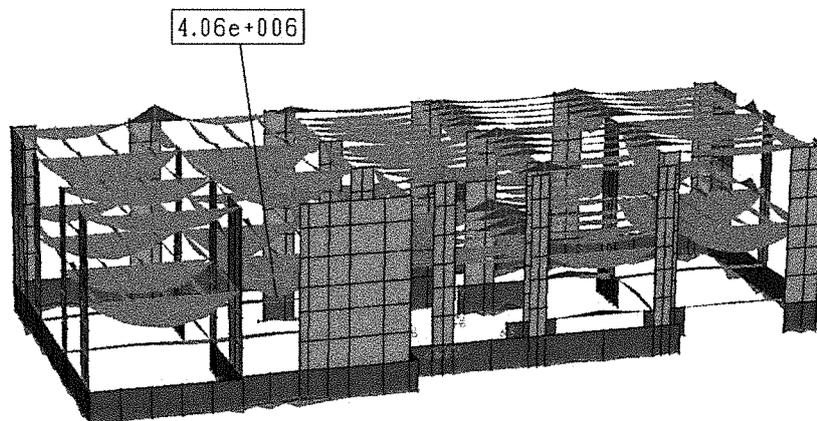
TRAVI SECONDO ORIZZONTAMENTO: ELEMENTI



INVILUPPI DINAMICI DEFORMATA SLU: $E_x + \lambda E_y$



SOLLECITAZIONI: INVILUPPO Mz (daNcm)



DATI DI INPUT

In allegato al progetto definitivo.

DATI DI OUTPUT

In allegato al progetto definitivo.

VERIFICA SLU E SLE PARETI IN C.A.

Il tabulato dettagliato con le verifiche e il dimensionamento delle pareti in c.a verrà fornito in allegato al progetto definitivo.

$$M_{max} = f_{yk}/\gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350/1,05 \times 1677,7 = 3754852 \text{ daNcm}$$

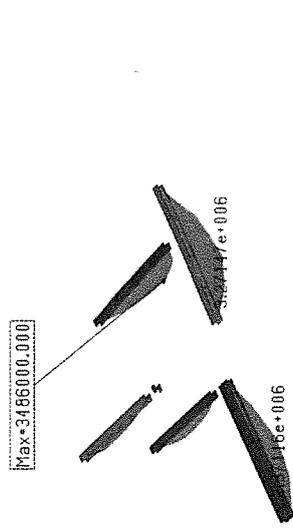
VERIFICA TRAVI IN ACCIAIO

Il tabulato dettagliato con le verifiche delle travi in acciaio verrà fornito in allegato al progetto definitivo. Si riportano alcuni diagrammi delle sollecitazioni massime calcolate per i diversi profili utilizzati, utili per una rapida verifica a flessione delle travi in campo elastico. La verifica a deformazione deve, invece, essere eseguita considerando anche la presenza dei solai in laterocemento esistenti.

Acciaio S235

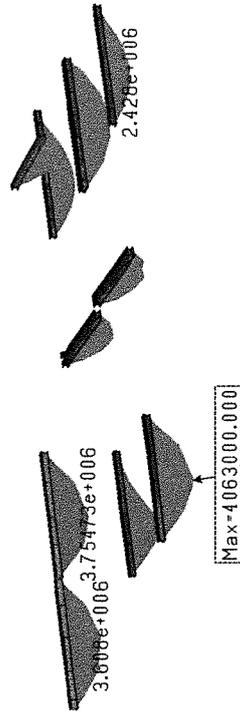
HEB 320

$$M_{max} = f_{yk}/\gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350/1,05 \times 1926,4 = 4311475 \text{ daNcm}$$



HEA 300

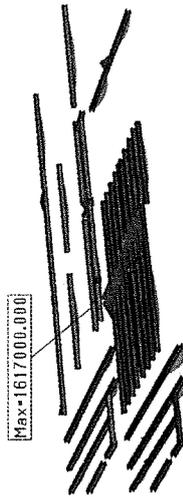
$$M_{max} = f_{yk}/\gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350/1,05 \times 1259,5 = 2818880 \text{ daNcm}$$



HEB 300

HEA 260

$$M_{max} = f_{yk}/\gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350/1,05 \times 836,3 = 1871719 \text{ daNcm}$$



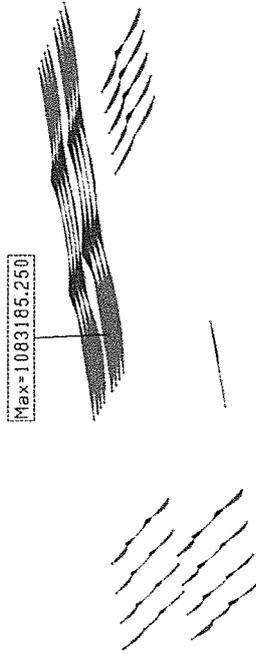
HEB 220

$$M_{max} = f_{yk}/\gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350/1,05 \times 735.5 = 1646119 \text{ daNcm}$$



IPE 270

$$M_{max} = f_{yk}/\gamma_{m0} \times 1926,4 = 2350/1,05 \times 428,8 = 959695 \text{ daNcm}$$



2°) ANALISI Sismica Dinamica Lineare per il calcolo e la verifica delle fondazioni con

Approccio 2: forze sismiche incrementate di un fattore $\gamma_r = 1,1$ (Classe di duttilità B).

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	496CAONADA1
Intestazione del lavoro	496CAONADA1
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

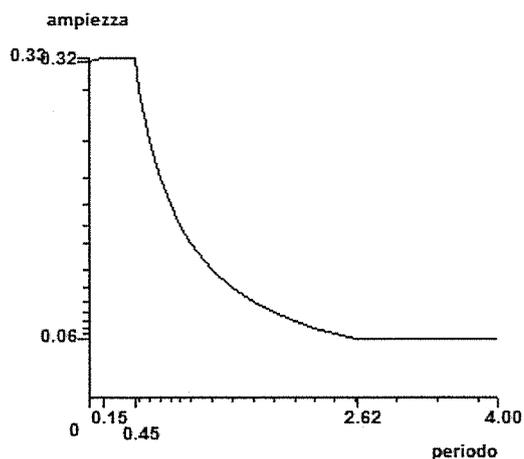
Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	712 anni
Localita'	Montebelluna - (TV)
ag/g	0.255
F0	2.42
Tc	0.33
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

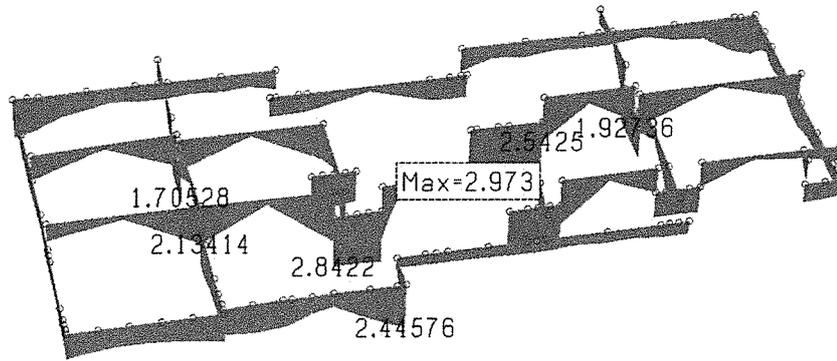
Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	20
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	$q_{or} = 2.4$ [$q_{0X} = 3$ $q_{0Y} = 3$ $K_d = 1$ $K_r = 0.8$]
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

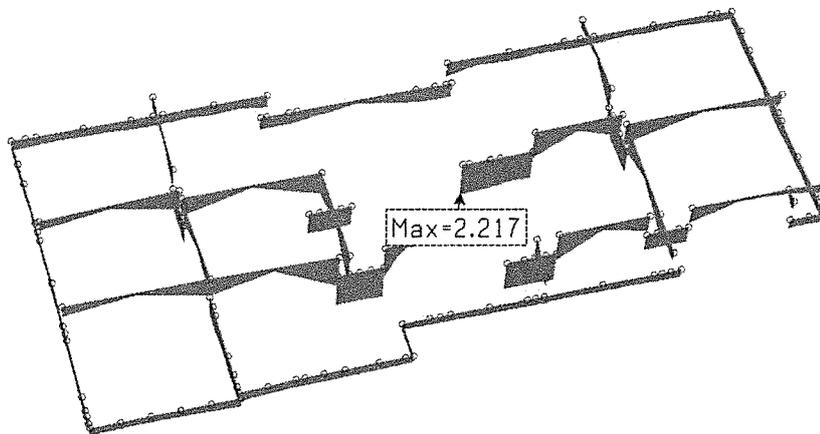
Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3



PRESSIONI MASSIME IN FONDAZIONE ALLO SLU



PRESSIONI MASSIME IN FONDAZIONE ALLO SLE



Si riportano in allegato i dati relativi a alle Sollecitazioni e alle Tensioni calcolate per le fondazioni seguite dalle relative verifiche.

3°) ANALISI Sismica Dinamica Lineare allo Stato Limite di Danno

La normativa richiede per le strutture in Classe d'uso III una verifica di resistenza allo stato limite di danno. E' stata valutata l'azione sismica del tipo previsto per lo Stato Limite di Danno, con $\eta = 2/3$. Per ottenere $\eta = 2/3$ si è introdotto un coefficiente di smorzamento pari a 17, come si deduce dalla relazione 3.2.6 del §3.2.3.2.1 delle NTC:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	496SLD
Intestazione del lavoro	496CAONADA1
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	75 anni
Localita'	Montebelluna - (TV)
ag/g	0.0913
F0	2.43
Tc	0.26
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

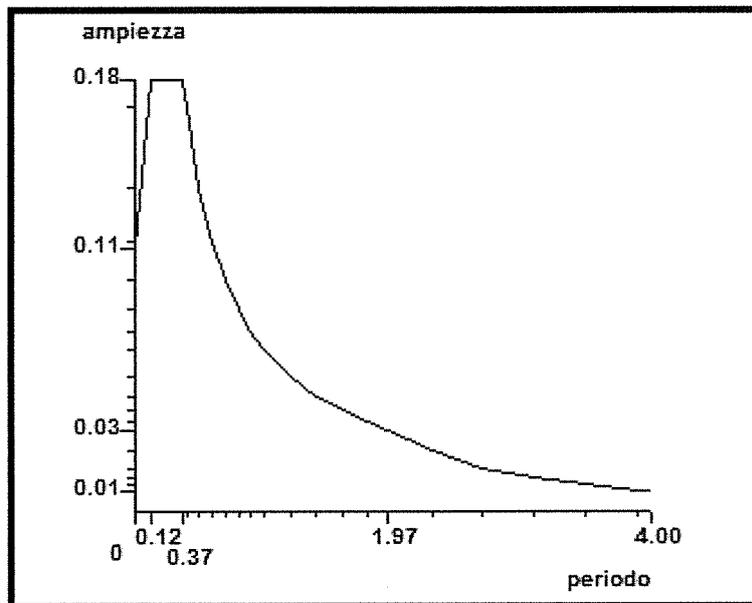
STATO LIMITE DI DANNO

Coefficiente di smorzamento	17%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	100

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

Grafico spettri Norme Tecniche delle Costruzioni



Fattore di importanza γ_i 1 applicato

Spettri orizzontali:

Num. Periodo A.sld XY

1	0.000	0.1096
2	0.125	0.1795
3	0.374	0.1795
4	0.400	0.1680
5	0.500	0.1344
6	0.600	0.1120
7	0.700	0.0960
8	0.800	0.0840
9	0.900	0.0747
10	1.000	0.0672
11	1.200	0.0560
12	1.400	0.0480
13	1.600	0.0420
14	1.800	0.0373
15	1.965	0.0342
16	2.300	0.0250
17	2.700	0.0181
18	3.100	0.0137
19	3.500	0.0108
20	3.900	0.0087
21	4.000	0.0083

Come si può notare dal grafico degli spettri, l'azione sismica è inferiore a quella allo SLV (ordinata minima del plateau = 0,29 per la direzione Y), di conseguenza, essendo le verifiche di resistenza allo SLD eseguite con i valori eccezionali di resistenza dei materiali (superiori a quelli di progetto), le verifiche sono implicitamente soddisfatte da quelle allo SLV.

4°) ANALISI Sismica Dinamica Lineare allo Stato Limite di Operatività

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	496SLO
Intestazione del lavoro	496CAONADA1
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

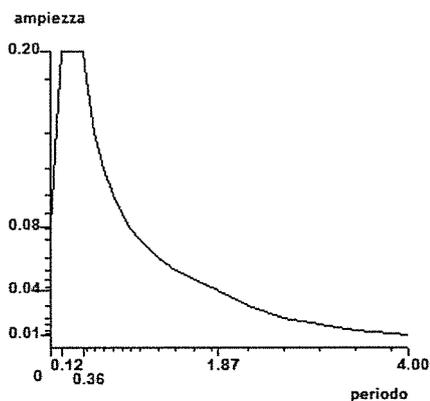
Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operativita'
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	45 anni
Localita'	Montebelluna - (TV)
ag/g	0.0687
F0	2.46
Tc	0.25
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	100

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3



Si riporta la la verifica allo SLO

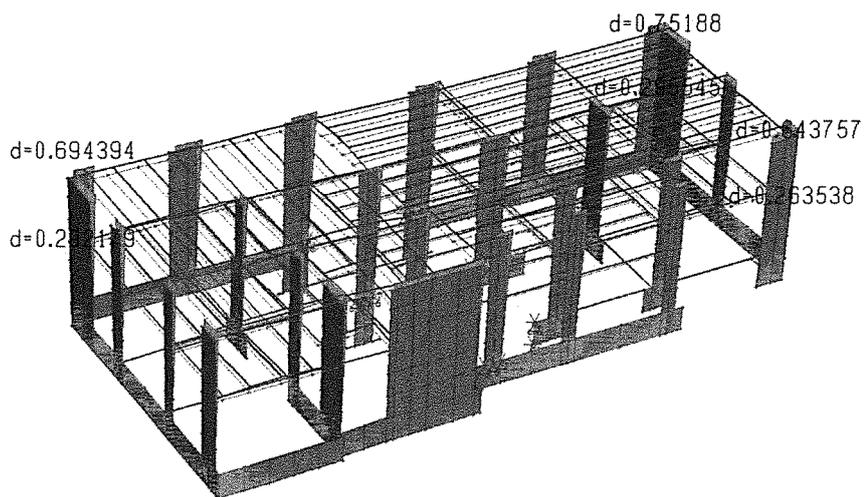
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

MASSIMI SPOSTAMENTI RELATIVI DI PIANO (SPOSTAMENTI DI INTERPIANO)

Spostamento interpiano ≤ 0.00333333 h

Nome archivio di lavoro : 496SLO

Intestazione del lavoro : 496CAONADA1



GRUPPO: 1 SETTI SECONDO PIANO

altezza h	eta	eta/h	comb
+3.800e+002	+4.1e-001	+1.e-003	

5) VALUTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ELABORAZIONE E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ATTENDIBILITA'.

Il programma di calcolo utilizzato, MasterSap CA, è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

Si riportano alcuni dei controlli eseguiti al fine di comprovare la correttezza della modellazione e la validità dei risultati ottenuti.

1. Verifica di equilibrio fra i carichi applicati e le sollecitazioni nei setti

Il tabulato dettagliato verrà inserito in sede di progetto definitivo.

2. Valutazione del periodo proprio della struttura

Dal tabulato delle masse eccitate si desume che i primi modi di vibrare significativi nelle due direzioni sono:

In Y : Modo 1 $T= 0.31$ s

In X : Modo 5 $T= 0.26$ s

Raccolgono circa il 70% della massa totale nelle due direzioni

Calcolando il periodo proprio della struttura con la formula semplificata del § 7.3.3.2; si ottiene:

C1	0,05
H	7,6
T1	0,23

Come si vede, il periodo del modo principale di vibrare calcolato dal programma è leggermente superiore a quello desunto dalla forma semplificata. Ciò corrisponde con quanto ci si aspettava avendo assunto la rigidità del calcestruzzo con valore ridotto per tener conto della fessurazione.

3. Valutazione della deformabilità torsionale della struttura

Verrà fornita in allegato al progetto definitivo.

RELAZIONE SUI MATERIALI

Vedi fascicolo allegato "Relazione sui materiali".

PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

(Ai sensi del D.M. 14.01.2008, art. 10.1)

Vedi fascicolo allegato "Piano di Manutenzione della parte strutturale dell'opera".

RELAZIONI SPECIALISTICHE

1) RELAZIONE GEOLOGICA

Vedi allegata relazione del dott. Geol. Roberto Callegari

2) RELAZIONE GEOTECNICA

Il presente elaborato contiene la descrizione della stratigrafia, delle caratteristiche del terreno di fondazione dell'area interessata dall'edificazione ed il calcolo e la verifica della capacità portante per le fondazioni presenti.

La presente relazione geotecnica viene redatta sulla base della relazione geologica, eseguita espressamente per il lotto in oggetto, redatta dal Geologo Roberto dott. Callegari in data 05/07/2010 e allegata alla presente.

Dalla relazione si desumono le seguenti conclusioni per l'area interessata dall'edificazione.

MORFOLOGIA

Dalla relazione geologica si desume che l'area in esame è situata alla quota media di 112 mslm alla distanza di poche centinaia di metri dalle prime pendici dell'anticlinale del Montello. Il territorio ha una leggera pendenza in direzione Nord-Sud. Si può assumere terreno sostanzialmente pianeggiante.

IDROGEOLOGIA

Dalla relazione geologica si desume la presenza di una falda freatica con livello statico alla profondità superiore a 65–70 m rispetto al p.c. che non esercita alcuna influenza sul piano di fondazione. Non sono state rilevate infiltrazioni idriche nei primi metri di profondità.

GEOLOGIA E STRATIGRAFIA

Si rimanda alla relazione Geologica per una descrizione dettagliata, si riportano solo alcune conclusioni:” Il sottosuolo presenta al di sotto di un primo strato limoso di circa 0,7m, uno strato di ghiaia sabbiosa debolmente limosa sino alla profondità di 2,3 m, seguita da ghiaia sabbiosa compatta con presenza di ciotoli.

ANALISI DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Dalla relazione geologica si desume che il sottosuolo di riferimento nel volume significativo viene classificato nella Categoria B con effetti stratigrafici e topografici unitari (Categoria T1). Il terreno di imposta delle fondazioni non è passibile di liquefazione.

CALCOLO E VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO TERRENO FONDAZIONI

Il Calcolo delle pressioni trasmesse dalla struttura al terreno di fondazione per i diversi Stati Limite è stato eseguito adottando l'APPROCCIO 2 previsto al cap. 6 delle NTC.08, che prevede l'uso dei coefficienti di sicurezza $A1+M1+R3$. I coeff. A1 per i carichi sono quelli già utilizzati per le altre analisi (A1 STR), non è stato necessario, quindi, eseguire ulteriori combinazioni di carico rispetto a quelle già previste per il calcolo della struttura. Per determinare la resistenza del terreno q_{ult} bisogna utilizzare i coeff. M1 della tabella:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_v	1.0	1.0

I coeff. M1 sono tutti unitari, quindi, per determinare **la pressione ammissibile q_{amm}** del terreno per le verifiche allo stato limite di esercizio si possono utilizzare i metodi presenti nella letteratura tecnica senza applicare alcun coeff. di sicurezza aggiuntivo rispetto al coefficiente 3 previsto dal DM del 1998.

- $q_{amm} = q_{ult}/3 > q_{SLE}$ calcolata per S.L.E., combinazione rara.

Infine, per determinare la capacità portante del terreno allo stato limite ultimo, bisogna ridurre q_{ult} di un coefficiente di sicurezza R che nell' Approccio 2 è il coefficiente R3, pari a 2.3, riportato in questa tabella.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

- $q_{ult}/2,3 > q_{SLU}$ calcolata per le combinazioni più gravose degli S.L.U. statici e sismici.

FONDAZIONI SUPERFICIALI

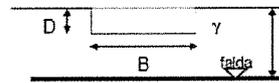
Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

Committente:

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base =	<input type="text" value="1,20"/>	[m]
Lungh =	<input type="text" value="5,00"/>	[m]
Profond =	<input type="text" value="1,40"/>	[m]
ecc _s =	<input type="text" value="0,00"/>	[m]
ecc _L =	<input type="text" value="0,00"/>	[m]
α =	<input type="text" value="0,00"/>	[°]

H =	<input type="text" value="0,00"/>	[kg]	H parallelo	<input type="checkbox" value="B"/>
V =	<input type="text" value="8000,00"/>	[kg]	a L o B	



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	<input type="text" value="1800,00"/>	[kg / m ³]
ϕ =	<input type="text" value="30"/>	[°]
δ =	<input type="text" value="20"/>	[°]
c =	<input type="text" value="0,00"/>	[kg / cm ²]
Kp =	<input type="text" value="3,000"/>	
ca =	<input type="text" value="0,00"/>	[kg / cm ²]
β =	<input type="text" value="0,00"/>	[°]

Falda Z = [m]

Presenza della falda:

Fattore di sicurezza =

3 - Metodo di calcolo proposto da Terzaghi (1943):

Fond. Tipo: **Nastriforme**

Nq =	<input type="text" value="22,456"/>
Nc =	<input type="text" value="37,162"/>
N γ =	<input type="text" value="27,084"/>

Q =	<input type="text" value="515.039,04"/>	[kg]	capacità portante
Qult =	<input type="text" value="8,58"/>	[kg / cm ²]	
Qamm =	<input type="text" value="2,86"/>	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da Meyerhof (1963):

Nq =	<input type="text" value="18,401"/>
Nc =	<input type="text" value="30,140"/>
N γ =	<input type="text" value="15,668"/>

Q =	<input type="text" value="489.359,13"/>	[kg]	capacità portante
Qult =	<input type="text" value="8,16"/>	[kg / cm ²]	
Qamm =	<input type="text" value="2,72"/>	[kg / cm ²]	

5 - Metodo di calcolo proposto da Brinch - Hansen :

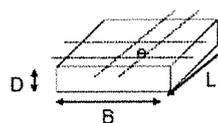
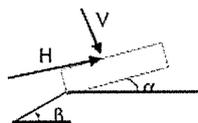
Nq =	<input type="text" value="18,401"/>
Nc =	<input type="text" value="30,140"/>
N γ =	<input type="text" value="22,402"/>

Q =	<input type="text" value="528.109,73"/>	[kg]	capacità portante
Qult =	<input type="text" value="8,80"/>	[kg / cm ²]	
Qamm =	<input type="text" value="2,93"/>	[kg / cm ²]	

6 - Metodo di calcolo secondo l'Eurocodice 7 (Metodo ECT):

Nq =	<input type="text" value="18,401"/>
Nc =	<input type="text" value="30,140"/>
N γ =	<input type="text" value="20,093"/>

Q =	<input type="text" value="509.996,71"/>	[kg]	capacità portante
Qult =	<input type="text" value="8,50"/>	[kg / cm ²]	
Qamm =	<input type="text" value="2,83"/>	[kg / cm ²]	



Cautelativamente, al fine di limitare i cedimenti, si assume: $q_{SLE} = 25 \text{ t/m}^2 = 2,5 \text{ daN/cm}^2$

FONDAZIONI PROFONDE

L'aumento della profondità e il miglioramento delle capacità resistenti del terreno (aumento dell'angolo d'attrito) portano ad un aumento della portanza del terreno. Cautelativamente, come per le fondazioni superficiali, al fine di limitare i cedimenti, si assume: $q_{SLE} = 25 \text{ t/m}^2 = 2,5 \text{ daN/cm}^2$

**VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO TERRENO-FONDAZIONE
ALLO S.L.E**

La massima pressione di contatto fondazione-terreno per le travi di fondazione è stata calcolata con l'analisi (2°) ed è pari a:

$$q_{SLE} = 2.2 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm} = q_{ult}/3 = 2,5 \text{ daN/cm}^2$$

**VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO TERRENO-FONDAZIONE
ALLO S.L.U**

La massima pressione di contatto fondazione-terreno per la platea di fondazione è stata calcolata con l'analisi (2°) ed è pari a:

$$q_{SLU} = 2.97 \text{ daN/cm}^2 < q_{ult}/2,3 = 3.26 \text{ daN/cm}^2$$