

COMUNE DI PERUGIA

COMMITTENTE

FONDAZIONE ACCADEMIA DI BELLE ARTI
"PIETRO VANNUCCI" PERUGIA

piazza San Francesco al Prato, 5
06123 Perugia
C.F. 80054290541

Il Presidente
Avv. Mario Rampini

INTERVENTI DI RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO PER LA REALIZZAZIONE DEL NUOVO DEPOSITO DELLE OPERE NEL COMPLESSO MONUMENTALE DI SAN FRANCESCO AL PRATO

PROGETTO ESECUTIVO

TAVOLA

R04

RELAZIONE DI CALCOLO-RELAZIONE GEOTECNICA-RELAZIONE
SULLE FONDAZIONI-PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE
STRUTTURALE DELL'OPERA-VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA

PROGETTO ARCHITETTONICO

Massimo Mariani studio_dott. ing. arch. Massimo Mariani

Atrepiù_dott. ing. Matteo Scoccia

PROGETTO STRUTTURALE

Massimo Mariani studio_dott. ing. arch. Massimo Mariani

Collaboratore_dott. ing. Paolo Anderlini

PROGETTO IMPIANTI TERMOFLUIDICI

Fluproject_dott. ing. Mario Lucarelli

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI

Fluproject_dott. ing. Marco Valigi

GEOLOGIA

SGA_dott. geol. Luca Domenico Venanti

DATA

dicembre 2015

FONDAZIONE ACCADEMIA BELLE ARTI "*PIETRO VANNUCCI*" – PERUGIA
ACCADEMIA DI BELLE ARTI "*PIETRO VANNUCCI*" PERUGIA
INTERVENTI DI RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO PER LA
REALIZZAZIONE DEL NUOVO DEPOSITO DELLE OPERE

RELAZIONE DI CALCOLO

1 – PREMESSA

1.1 – Descrizione generale

La presente Relazione è relativa al progetto per gli interventi di restauro e risanamento conservativo di una porzione posta a Nord-Ovest del Complesso di San Francesco al Prato.

L'immobile coinvolto dagli interventi di progetto è sottoposto a tutela ai sensi degli artt. 21 e 136 del Decr. Lgs. n. 42/2004.

Di seguito si descriverà lo stato in cui versano i locali nei quali è previsto il trasferimento dell'attuale deposito delle opere d'arte della Accademia di Belle Arti "Pietro Vannucci". Si tratta della porzione Nord-Ovest del Complesso di San Francesco al Prato, a testata del lato Ovest dell'edificio, in adiacenza al chiostro a valle. La superficie lorda è di circa 220 mq. Lo stato di degrado dei locali, inagibili per effetto della Ordinanza a seguito degli eventi sismici del 1997 e del successivo movimento franoso del 1998, è così elevato che non si può procedere a rilievi di dettaglio, funzionali alla successiva progettazione. Il corpo di fabbrica è a pianta rettangolare, con strutture murarie in pietra e copertura a padiglione in legno, di fattura non anteriore alla prima metà del secolo scorso, come evidente dalle tavelle trafilate e dalle tegole tipo "marsigliesi", entrambe di laterizio. Marginale rispetto all'intero Complesso, il corpo di fabbrica è stato tuttavia impiegato fino al tempo recente – prima della definitiva inagibilità – come rimessa di materiali di scarto, ancora presenti sul pavimento. Privo di ogni qualsiasi finitura di valore storico, le sue strutture verticali ed orizzontali versano in una condizione di avanzata ed irreversibile fatiscenza, caratterizzata dal crollo di una buona parte della copertura e da un generale quadro fessurativo riconducibile a cedimenti differenziali del terreno di fondazione. A ciò si aggiunga la presenza di un controsoffitto posticcio, anch'esso in stato di degrado, prossimo al collasso. Inoltre, sui fianchi esterni è nato un vasto apparato vegetativo che danneggia le murature portanti fondali e parietali.

Gli interventi previsti riguardano essenzialmente il consolidamento statico e il restauro conservativo delle strutture murarie e del tetto dal momento che il previsto utilizzo come deposito di opere d'arte non necessita di finiture e di impiantistica particolare.

Le principali opere di consolidamento riguarderanno, innanzitutto, le fondazioni che sono risultate insufficienti e variamente articolate, nel tempo remoto anche oggetto di interventi di sottofondazione.

Il terreno fondale è "di riporto antropico" per circa 4/5 metri dalla quota del piano di campagna attuale.

Per sostenere le strutture murarie attualmente dissestate a causa di cedimenti fondali dovuti alla diminuzione della portanza del terreno, è stata prevista un'opera di supporto alle stesse costituita da un sistema di pali di fondazione in c.a. coronati da una trave rigida, anch'essa in c.a.

Detti pali avranno lo scopo di portare in profondità i carichi della struttura attualmente non

adeguatamente sostenuta dal terreno fondale.

Le murature saranno rese solidali alla nuova struttura di supporto testé rappresentata, per mezzo di travi in acciaio HEB che saranno inserite in fori eseguiti con perforazioni a carotaggio continuo, prive di martellamenti sulla o dentro la muratura.

Si procederà poi al consolidamento delle murature mediante interventi di scuci-cuci e con il rifacimento della porzione terminale delle due pareti esterne, la cui omogeneità è stata offesa dalle continue infiltrazioni di acqua meteorica protrattisi nel tempo, dal crollo del tetto.

Da ultimo si ricostruirà il tetto, previa realizzazione di capriate e di orditura principale e secondaria in legno, con sovrastante pianellato di laterizio, incluso lo sporto di gronda che resterà a vista. I canali di gronda e i pluviali sono previsti in rame.

Sarà infine realizzata un'intercapedine ventilata e impermeabilizzata al di sotto del piano di calpestio per garantire la salubrità dei locali. Per ragioni di sicurezza le finestre esterne saranno murate e le relative soglie saranno realizzate in cemento come quelle esistenti al contorno dell'edificio.

È stata prevista inoltre l'intonacatura del manufatto con malta di calce e idonei inerti al fine anche di ottenere un'adeguata cromia in sintonia con i paramenti esistenti al contorno dell'edificio.

Gli interventi di progetto, tenuto anche conto che il fabbricato è un'immobile sottoposto a tutela ai sensi del Codice dei Beni Culturali, non modificano sostanzialmente il comportamento né di altre parti rispetto a quelle oggetto d'intervento, né della struttura nel suo insieme. Detti interventi non produrranno inoltre per la struttura sostanziali incrementi dei carichi (cfr. elaborato "*Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura*").

Trattandosi quindi, per quanto osservato sopra, di "*intervento locale*", secondo quanto prescritto dalla normativa in vigore¹⁾, ci si limiterà a verificare le sole parti di struttura interessate, evitando di estendere l'analisi alla struttura nel suo insieme mediante verifica sismica delle murature del fabbricato.

Trattandosi inoltre di intervento su edificio esistente, potrebbero essere valutate in corso d'opera eventuali modifiche migliorative in relazione all'effettivo stato dei luoghi.

1.2 – Normativa

Per la progettazione strutturale dell'opera si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- [1] **UNI EN 1194:2000** – Strutture di legno – Legno lamellare incollato – Classi di resistenza e determinazione dei valori caratteristici
- [2] **NICOLE** – Norme tecniche Italiane per la progettazione, esecuzione e collaudo delle **CO**struzioni in **LE**gno – Bozza riunione del 27/04/2001
- [3] **UNI EN 338:2004** – Legno strutturale – Classi di resistenza
- [4] **CNR-DT 206/2007** – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno
- [5] **CNR-DT 207/2008** – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [6] **D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008** – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- [7] **Circolare Min. Infrastrutture e trasporti 02/02/2009, n. 617** – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

¹⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Par. 8.4.3

1.3 – Materiali

Per le caratteristiche di resistenza dei materiali si assumono i seguenti valori:

- Calcestruzzo pali e platea di fondazione – Classe C28/35 (vedi tabella su disegni)

$$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2 = 285 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 15,86 \text{ N/mm}^2 = 161,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{cm} = 32.308 \text{ N/mm}^2 = 329.337 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = \frac{E_{cm}}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{32.308}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 13.461 \text{ N/mm}^2 = 137.217 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2.500 \text{ kg/mc}$$

- Calcestruzzo elevazioni – Classe C25/30 (vedi tabella su disegni)

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 = 255 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ N/mm}^2 = 144,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{cm} = 31.476 \text{ N/mm}^2 = 320.856 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = \frac{E_{cm}}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{31.476}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 13.115 \text{ N/mm}^2 = 133.690 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2.500 \text{ kg/mc}$$

- Calcestruzzo (anche alleggerito) classe C20/25 (vedi tabella su disegni)

$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2 = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{0,85 \cdot 20}{1,5} = 11,33 \text{ N/mm}^2 = 115,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{cm} = 29.962 \text{ N/mm}^2 = 305.423 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = \frac{E_{cm}}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{29.962}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 12.484 \text{ N/mm}^2 = 127.259 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2.500 \text{ kg/mc} \text{ (1.200 kg/mc per quello alleggerito)}$$

- Acciaio in barre per c.c.a. e per fori armati B450C (ex Fe B 44k)

$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2 = 4.587 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2 = 3.985 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2 = 5.504 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2 = 2.038.736 \text{ kg/cm}^2$$

- Acciaio per profilati e piastre S235 (ex Fe 360)

$$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2 = 2.395 \text{ kg/cm}^2 \text{ (per } s \leq 40 \text{ mm)} = f_{yb} = f_{ya}$$

$$f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2 = 3.670 \text{ kg/cm}^2 \text{ (per } s \leq 40 \text{ mm)} = f_u$$

$$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2 = 2.038.736 \text{ kg/cm}^2$$

- Legno lamellare – Specie legnosa Abete Rosso – Classe di resistenza GL 24 (UNI EN 1194:2000)

$$f_{m,g,k} = 245 \text{ kg/cm}^2 - f_{t,0,g,k} = 148 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c,0,g,k} = 245 \text{ kg/cm}^2 - f_{v,g,k} = 27,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{0,g,\text{mean}} = 118.000 \text{ kg/cm}^2 - E_{0,g,05} = 95.800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{g,k} = 0,38 \text{ t/mc}$$

- Legno massiccio – Specie legnosa Abete Rosso – Classe di resistenza C24 (UNI EN 338:2004)

$$f_{m,k} = 245 \text{ kg/cm}^2 - f_{t,0,k} = 143 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c,0,k} = 214 \text{ kg/cm}^2 - f_{v,k} = 25,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{0,mean} = 112.000 \text{ kg/cm}^2 - E_{0,05} = 75.400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{mean} = 0,42 \text{ t/mc}$$

- Muratura non consolidata - Pietre a spacco con buona tessitura (Tab. C8A.2.1 – NTC 2008)

$$FC [\text{fattore di confidenza}] = 1,35 \text{ (livello di conoscenza LC1)} - \gamma_m = 3$$

$$\text{Coefficiente correttivo per presenza di "malta buona" (Tab. C8A.2.2 – NTC 2008)} = 1,3$$

$$f_m = f_{m,min} = 260 \text{ N/cm}^2 = 26 \text{ kg/cm}^2 - f_d = 13 \cdot \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m} = 13 \cdot \frac{26}{1,35 \cdot 3} = 8,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = \tau_{0,min} = 5,6 \text{ t/m}^2 = 0,56 \text{ kg/cm}^2 - \tau_{ed} = 13 \cdot \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_m} = 13 \cdot \frac{0,56}{1,35 \cdot 3} = 0,18 \text{ kg/cm}^2$$

I valori di rigidezza si riducono del 50% per tenere conto degli effetti della fessurazione:

$$E = 1,3 \cdot E_{med} \cdot 0,5 = 1,3 \cdot 1.500 \cdot 0,5 \text{ N/mm}^2 = 975 \text{ N/mm}^2 = 9.940 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 1,3 \cdot G_{med} \cdot 0,5 = 1,3 \cdot 500 \cdot 0,5 \text{ N/mm}^2 = 325 \text{ N/mm}^2 = 3.310 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2,1 \text{ t/mc}$$

- Dadi e bulloni

classe 8.8

$$f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2 = 8.155 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

2 – STATO ATTUALE

2.1 – Tipologia strutturale

Allo stato attuale la sezione trasversale della copertura è rappresentata nella seguente **Fig. 1**.

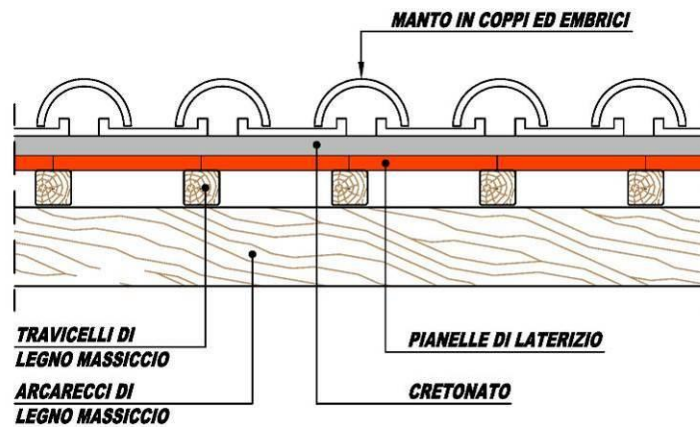


Fig. 1 – Stato attuale: sezione tipo copertura

2.2 – Analisi dei carichi

I carichi principali agenti sulla struttura sono i pesi propri (strutturali e non strutturali), le azioni della neve e del vento e l'azione sismica. Di seguito si procederà alla loro valutazione.

Peso proprio solaio di copertura

capriate	10	kg/mq
piccola e grande orditura in legno	20	kg/mq
pianellato	50	kg/mq
cretonato	100	kg/mq
manto di copertura in coppi ed embrici	70	kg/mq

CARICHI PERMANENTI 250 kg/mq

Carico accidentale della neve

La normativa vigente²⁾, indica di valutare il carico provocato dalla neve sulle coperture mediante l'espressione: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

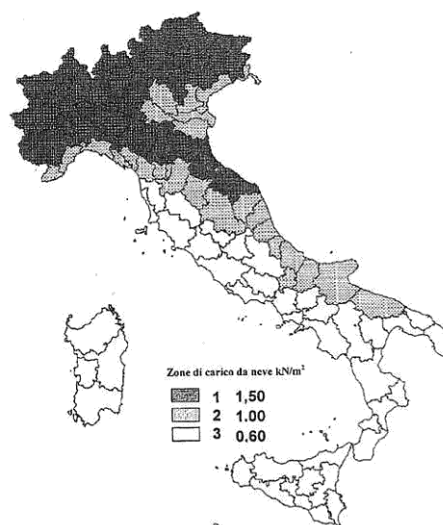


Fig. 2 – Zone di carico da neve

La Provincia di Perugia, come indicato in **Fig. 2**, rientra nella Zona II di carico da neve. Pertanto, per un'altitudine della copertura pari ad $a_s = 430$ m s.l.m., si valuta il valore caratteristico di riferimento della neve al suolo:

$$q_{sk} = 0,85 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 1,53 \text{ kN/mq} = 153 \text{ kg/mq}$$

Si assume che l'edificio sia costruito in un'area in cui non è presente una significativa rimozione di neve dalla copertura per effetto del vento e quindi il “coefficiente di esposizione” si assume pari a $C_E = 1$. Per quanto riguarda il “coefficiente termico” si adotta il valore $C_t = 1$. Di seguito si riportano in **Figg. 3/4** le condizioni di carico previste dalla normativa vigente nei casi di coperture a una falda e a due falde:

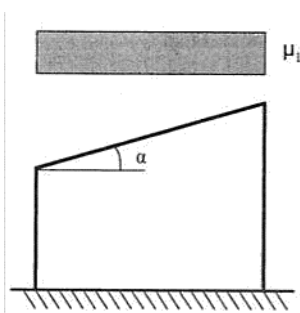


Fig. 3 – Neve: condizioni di carico per coperture ad una falda

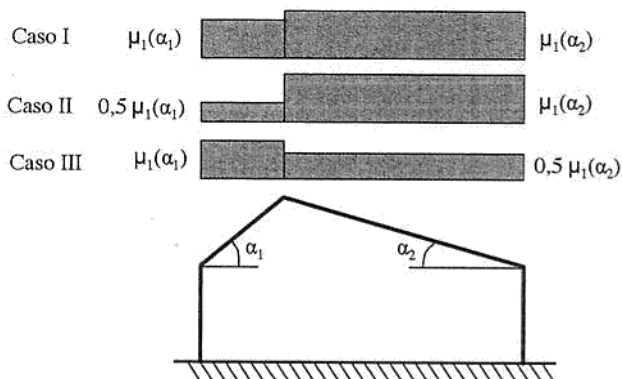


Fig. 4 – Neve: condizioni di carico per coperture a due falde

Come si evince dalle figure di cui sopra, per le coperture a due falde devono essere considerate le due seguenti principali esposizioni di carico:

- caso I : carico da neve depositata in assenza di vento
- casi II e III : carico da neve depositata in presenza di vento

Il solaio di copertura di nuova realizzazione sarà realizzato con una pendenza del 30,5%.

$$i \approx 30,5\% \quad \alpha \approx 17^\circ \quad \mu_1 = 0,8 = \mu_i$$

Pertanto, per la struttura in esame la condizione di carico più gravosa è quella di carico massimo pari a: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 153 \cdot 1 \cdot 1 = 122 \text{ kg/mq}$

Si assume comunque in sicurezza un valore: $q_s = 150 \text{ kg/mq}$

Per ulteriori indicazioni in merito al calcolo del carico neve si rimanda all'Eurocodice UNI EN 1991-1-3 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve”. In particolare:

- si trascura per semplicità la presenza di eventuali accumuli di neve nel compluvio formato dalla copertura;
- non si considera il caso di neve aggettante rispetto al bordo della copertura per la verifica degli sbalzi

²⁾ cfr. “D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – Parr. 3.4 e ss.

(l'Eurocodice raccomanda infatti di considerare tale condizione di carico per località poste a quota maggiore di 800 m s.l.m.).

Carico accidentale del vento

La normativa vigente³⁾, indica di valutare la pressione del vento mediante l'espressione $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$, in cui si ha:

q_b : pressione cinetica di riferimento – c_e : coefficiente di esposizione

c_p : coefficiente di forma – c_d : coefficiente dinamico

La "velocità di riferimento" v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri legati alla zona in cui sorge la costruzione.



Fig. 5 – Vento: mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

L'Umbria, come indicato in Fig. 5, rientra in zona 3, per la quale devono essere assunti i valori:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s} \quad a_0 = 500 \text{ m} \quad k_a = 0,020 \text{ s}^{-1}$$

Pertanto, per un'altitudine del sito pari ad $a_s = 430 \text{ m s.l.m.}$, si valuta:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

La "pressione cinetica di riferimento" q_b vale quindi (con $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$):

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (27)^2 = 455,62 \text{ N/mq} = 46,4 \text{ kg/mq}$$

Il "coefficiente di esposizione" è dato dall'espressione:

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

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad z < z_{\min}$$

Per una categoria di esposizione del sito pari a IV:

$$k_r = 0,22 \quad z_0 = 0,30 \text{ m} \quad z_{\min} = 8 \text{ m}$$

Dato che l'altezza della nuova costruzione è superiore a $z_{\min}$ (per semplicità e a favore di sicurezza si assume l'altezza massima pari a circa 10,00 m):

$$c_e(z) = (0,22)^2 \cdot 1 \cdot \ln(10/0,30) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(10/0,30)] = 1,783$$

³⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Parr. 3.3 e ss.

Per la valutazione del “coefficiente di forma” (o “aerodinamico”)⁴⁾ si considera la condizione più sfavorevole della differenza tra il “coefficiente di pressione esterna” c_{pe} ed il “coefficiente di pressione interna” c_{pi} , al variare del segno di quest'ultimo:

$$c_p = c_{pe} - c_{pi}$$

Assumendo che la costruzione in oggetto sia stagna (poiché la superficie delle aperture risulta inferiore a 1/3 di quella totale delle pareti) e considerando una pendenza delle falde del 30,5% ($\alpha \approx 17^\circ < 20^\circ$), si ricavano:

$$c_{pe} = -0,4 \text{ (valido sia per elementi sopravento che per elementi sottovento)}$$

$$c_{pi} = \pm 0,2$$

Poiché quindi la differenza tra i contributi delle pressioni interne e delle pressioni esterne risulta sempre negativa, a favore di sicurezza nel calcolo delle sollecitazioni non si terrà conto del contributo del vento.

2.3 – Sollecitazioni e verifiche

Si omettono il calcolo delle sollecitazioni e le relative verifiche per lo stato attuale.

⁴⁾ cfr. “Circolare Min. Infrastrutture e trasporti 02/02/2009, n. 617” – Parr. C3.3.10 e ss.

3 – PROGETTO

3.1 – Tipologia strutturale

La sezione di progetto della copertura è rappresentata nella Fig. 6.

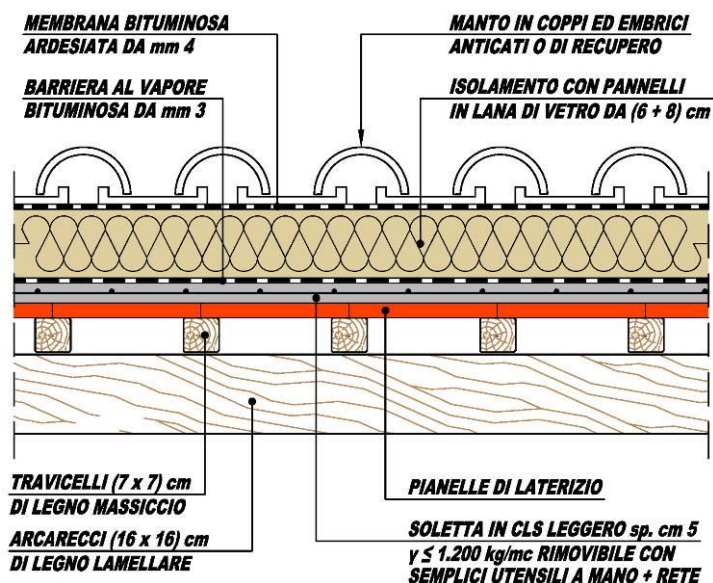


Fig. 6 – Progetto: sezione tipo copertura

3.2 – Analisi dei carichi

Come nel caso dello stato attuale si valutano di seguito i carichi principali agenti sulla struttura:

Peso proprio solaio di copertura

capriate	20	kg/mq
travicelli legno massiccio	10	kg/mq
arcarecci legno lamellare	10	kg/mq
pianellato.....	50	kg/mq
soletta in cls alleggerito (h = 5 cm)	60	kg/mq
isolante + impermeabilizzazione	30	kg/mq
manto di copertura in coppi ed embrici.....	70	kg/mq
CARICHI PERMANENTI		250 kg/mq

Dai valori sopra ricavati e tenendo inoltre in considerazione il fatto che il controsoffitto posticcio e prossimo al collasso, verrà demolito e non ricostruito, si evince come gli interventi di progetto non producano per la struttura sostanziali incrementi dei carichi globali. Tale analisi verrà condotta più dettagliatamente nell'elaborato "Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura".

Carico accidentale della neve

Come nel caso dello stato attuale si assume in sicurezza un valore: $q_s = 150 \text{ kg/mq}$.

Carico accidentale del vento

Come nel caso dello stato attuale, poiché quindi la differenza tra i contributi delle pressioni interne e delle pressioni esterne risulta sempre negativa, a favore di sicurezza nel calcolo delle sollecitazioni non si terrà conto del contributo del vento.

3.3 – Copertura: sollecitazioni e verifiche

La normativa vigente⁵⁾ indica come combinazioni delle azioni da adottarsi per gli Stati Limite le seguenti espressioni, che verranno quindi utilizzate ai fini del calcolo delle sollecitazioni:

- Combinazione fondamentale (SLU): $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica (rara): $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente: $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente: $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

dove:

G_1 : peso proprio degli elementi strutturali - G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali - Q : azioni variabili - E : azione sismica

Considerando il caso di “*Stato limite di resistenza della struttura*” (STR) si utilizzano i seguenti “*coefficienti parziali di sicurezza*” per le azioni⁶⁾:

- Carichi permanenti strutturali: $\gamma_{G1} = 1,3$ ($\gamma_{G1} = 1,0$ se il contributo dell'azione tende a far diminuire la sollecitazione considerata);
- Carichi permanenti non strutturali: $\gamma_{G2} = 1,5$ ($\gamma_{G2} = 0$ se il contributo dell'azione tende a far diminuire la sollecitazione considerata);
- Carichi variabili: $\gamma_{Qi} = 1,5$ ($\gamma_{Qi} = 0$ se il contributo dell'azione tende a far diminuire la sollecitazione considerata).

La nota (1) alla Tab. 2.6.I della normativa sottolinea come sia possibile utilizzare anche per i carichi permanenti non strutturali, i coefficienti previsti per i carichi permanenti strutturali, purché questi siano “*compiutamente definiti*”. Nel caso in esame, essendo i pesi permanenti portati noti con esattezza, si assumerà per i coefficienti progetto di una copertura in cui i permanenti portati sono considerati noti con esattezza, si assume per i coefficienti γ_{G1} e γ_{G2} lo stesso valore, pari a 1,3.

I valori dei “*coefficienti di combinazione*”⁷⁾ sono:

Categoria	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0

3.3.1 – Travicelli

Geometria e carichi

L'orditura secondaria è realizzata con travicelli in legno massiccio di sezione **7 x 7** ($A = 49$ cmq; $W_y = W_z = 57$ cm³; $J_y = J_z = 200$ cm⁴). Per le verifiche si adotta uno schema di calcolo a trave appoggiata inclinata, caricata sia uniformemente, i cui parametri geometrici, nel caso più gravoso, sono:

$$\alpha' = 17^\circ$$

$$L' = L \cdot 1,05 = 1,10 \cdot 1,05 = 1,15 \text{ m}$$

$$i = 0,30 \text{ m}$$

Si valutano di seguito le sollecitazioni agenti sulla struttura:

⁵⁾ cfr. “D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – Par. 2.5.3

⁶⁾ cfr. “D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – Tab. 2.6.I

$$G_1 = 420 \cdot 0,07 \cdot 0,07 = 2 \text{ kg/m} \quad (\text{peso proprio travicelli})$$

$$G_2 = 210 \cdot 0,30 = 63 \text{ kg/m} \quad (\text{peso proprio elementi non strutturali})$$

$$Q_{k1} = 150 \cdot 0,30 = 45 \text{ kg/m} \quad (\text{carico accidentale})$$

Combinazioni di calcolo

Le combinazioni delle azioni da adottarsi⁸⁾ sono: $F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$

Poiché la durata dell'azione influenza la resistenza del materiale, a ciascuna azione deve essere attribuita una classe di durata del carico secondo la tabella seguente⁹⁾:

Classe di durata del carico	Durata del carico	Esempio
Permanente	Più di 10 anni	Peso proprio
Lunga durata	6 mesi – 10 anni	Carichi variabili di depositi
Media durata	1 settimana – 6 mesi	Carichi variabili in generale
Breve durata	Meno di una settimana	Neve
Istantanea	---	Vento, sisma

Nel caso di combinazioni di carichi di durata differente si deve far riferimento al carico con la durata più breve per la determinazione della classe di durata della combinazione. Sono infatti le sollecitazioni di valore più elevato a causare il danneggiamento e quindi la rottura del materiale: queste sollecitazioni sono presenti soltanto durante l'azione contemporanea di tutti i carichi previsti dalla combinazione considerata, che si verifica soltanto durante un lasso di tempo pari alla durata dell'azione di più breve durata fra quelle contenute nella combinazione considerata.

Le combinazioni significative sono quindi:

- Combinazione 1 – Permanente

$$F_{d,1} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 = 1,3 \cdot 2 + 1,3 \cdot 63 = 85 \text{ kg/m}$$

- Combinazione 2 – Breve durata

$$F_{d,2} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} = 1,3 \cdot 2 + 1,3 \cdot 63 + 1,5 \cdot 45 = 152 \text{ kg/m}$$

I valori della resistenza di calcolo¹⁰⁾ si ottengono mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove:

- k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità
- X_k è il valore caratteristico di una proprietà di resistenza
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale

Nel caso in esame (legno massiccio) il valore di γ_M viene assunto pari a 1,50¹¹⁾. Si considera inoltre una classe di servizio 1 (poiché trattasi di ambiente interno¹²⁾) e conseguentemente¹³⁾:

Combinazione 1: Permanente $k_{mod,1} = 0,60$

⁷⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Tab. 2.5.I

⁸⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Par. 2.5.3

⁹⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Tab. 4.4.I

¹⁰⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Par. 4.4.6

¹¹⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Tab. 4.4.III

¹²⁾ cfr. "Circolare Min. Infrastrutture e trasporti 02/02/2009, n. 617" – Par. C4.4.5

¹³⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Tab. 4.4.IV

Combinazione 2: Breve durata $k_{mod,2} = 0,90$

Poiché quindi risulta:

$$\frac{F_{d,1}}{k_{mod,1}} = \frac{85}{0,60} = 142$$

$$\frac{F_{d,2}}{k_{mod,2}} = \frac{152}{0,90} = 169$$

si deduce che la combinazione determinante in fase di verifica è la 2 in quanto ha peggior rapporto tra carichi e coefficiente k_{mod} .

Verifica a flessione semplice

L'azione flettente di calcolo risulta pari a:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L'^2 \cdot \cos \alpha' = \frac{1}{8} \cdot 152 \cdot (115)^2 \cdot \cos 17^\circ = 24 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Di conseguenza si ricava il valore della tensione di calcolo massima:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \frac{24 \cdot 100}{57} = 42 \text{ kg/cm}^2$$

Essendo inoltre l'elemento soggetto a flessione caratterizzato da altezza inferiore a 150 mm i valori di resistenza possono essere amplificati mediante il coefficiente¹⁴⁾:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\} = \min \left\{ \left(\frac{150}{70} \right)^{0,2}, 1,3 \right\} = \min \{ 1,16; 1,3 \} = 1,16$$

Per quanto riguarda il valore della resistenza di calcolo a flessione si valuta quindi:

$$f_{m,d} = k_h \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,16 \cdot \frac{0,90 \cdot 245}{1,50} = 170 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica a flessione semplice è quindi soddisfatta, risultando:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{42}{170} = 0,25 \leq 1$$

Si tralasciano le implicazioni relative all'instabilità allo svergolamento, in quanto il coefficiente di instabilità flesso-torsionale $k_{crit,m}$ risulta pari a 1, poiché lo svergolamento dei travicelli è impedito dal pacchetto del solaio.

Verifica a taglio

Il taglio di calcolo risulta pari a:

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L' \cdot \cos \alpha' = \frac{1}{2} \cdot 152 \cdot 115 \cdot \cos 17^\circ = 84 \text{ kg}$$

La tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski, risulta:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{B \cdot H} = \frac{1,5 \cdot 84}{7 \cdot 7} = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,90 \cdot 25,5}{1,50} = 15,3 \text{ kg/cm}^2$$

¹⁴⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Par. 11.7.1.1

La verifica a taglio è quindi soddisfatta, risultando:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Verifiche a deformazione

In assenza di deformazioni impresse alle travi, la normativa in vigore definisce la deformazione a lungo termine (w_{fin}) come la somma della deformazione istantanea (w_{inst}), elastica e reversibile, e della deformazione differita (w_{creep}), plastica ed irreversibile, originata dai carichi permanenti a causa della viscosità (creeping) e dell'umidità.

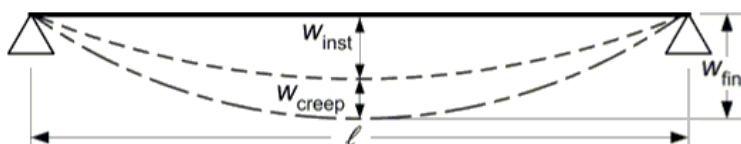


Fig. 7 – Deform. istantanea, differita e a lungo termine

Le NTC non precisano i valori limite per le deformazioni: per questo si adottano i valori consigliati dall'annesso nazionale italiano all'Eurocodice 5, sono (caso di trave su due appoggi):

$$w_{inst} \leq L/300$$

$$w_{fin} \leq L/200$$

Per il calcolo della deformazione istantanea si fa riferimento alla combinazione di carico rara:

$$F_{d,rara} = G_1 + G_2 + Q_{k1}$$

Si ottiene quindi:

$$w_{inst} = w_{inst,G1} + w_{inst,G2} + w_{inst,Q1}$$

Nel calcolo della deformazione finale si deve tener conto del comportamento reologico del legno. Al termine di deformazione istantanea si deve quindi sommare il termine di deformazione differita, calcolata con riferimento alle componenti quasi-permanenti delle azioni. Nel caso in esame:

$$F_{d,qperm} = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

Il termine di deformazione differita può quindi essere valutato moltiplicando il termine di deformazione iniziale w'_{inst} , calcolato con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente, per il coefficiente k_{def} , che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo causato dall'effetto della viscosità e dell'umidità del materiale:

$$w'_{inst} = w_{inst,G1} + w_{inst,G2} + \psi_{21} \cdot w_{inst,Q1}$$

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w'_{inst}$$

La deformazione finale si può quindi valutare come segue:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = w_{inst} + k_{def} \cdot w'_{inst}$$

$$w_{fin} = (w_{inst,G1} + w_{inst,G2}) \cdot (1 + k_{def}) + w_{inst,Q1} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot k_{def})$$

dove:

$$\psi_{21} = 0,0 \quad (\text{neve a quota} \leq 1000 \text{ m s.l.m.}^{15})$$

$$k_{def} = 0,60 \quad (\text{legno massiccio in classe di servizio 1}^{16})$$

Nel caso in esame:

$$G_1 = 2 \text{ kg/m} \quad G_2 = 63 \text{ kg/m} \quad Q_{k1} = 45 \text{ kg/m} \quad L = 110 \text{ cm} \quad L \cdot \cos \alpha' = 105 \text{ cm}$$

¹⁵⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Tab. 2.5.I

¹⁶⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Tab. 4.4.V

$$w_{\text{inst},G1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_1 \cdot (L \cdot \cos \alpha')^4}{E_{0,g,\text{mean}} \cdot J_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2/100 \cdot (105)^4}{112.000 \cdot 200} = 0,00 \text{ cm}$$

$$w_{\text{inst},G2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_2 \cdot (L \cdot \cos \alpha')^4}{E_{0,g,\text{mean}} \cdot J_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{63/100 \cdot (105)^4}{112.000 \cdot 200} = 0,04 \text{ cm}$$

$$w_{\text{inst},Q1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{k1} \cdot (L \cdot \cos \alpha')^4}{E_{0,g,\text{mean}} \cdot J_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{45/100 \cdot (105)^4}{112.000 \cdot 200} = 0,03 \text{ cm}$$

I valori delle deformazioni si calcolano considerando il valore:

$$k_{\text{def}} = 0,60 \quad (\text{legno massiccio classe di serv. 1}^{17})$$

La deformazione istantanea è pari a:

$$w_{\text{inst}} = 0,00 + 0,04 + 0,03 = 0,07 \text{ cm} = L/1.571 < L/300$$

La deformazione a lungo termine è pari a:

$$w_{\text{fin}} = 0,00 \cdot (1+0,60) + 0,04 \cdot (1+0,60) + 0,03 \cdot (1+0,0 \cdot 0,60) = 0,09 \text{ cm} = L/1.222 < L/200$$

La deformazione istantanea dovuta ai soli carichi variabili è pari a:

$$w_{2,\text{inst}} = 0,2 \cdot 0,03 = 0,006 \text{ cm} = L/18.333 < L/300$$

Tutte le verifiche risultano quindi soddisfatte.

3.3.2 – Arcarecci

Geometria e carichi

L'orditura secondaria è realizzata con travicelli in legno lamellare di sezione **16 x 16** (A = 256 cmq; $W_y = W_z = 682 \text{ cm}^3$; $J_y = J_z = 5.461 \text{ cm}^4$).

Per le verifiche si adotta uno schema di calcolo a trave appoggiata, caricata uniformemente, i cui parametri geometrici, nel caso più gravoso, sono:

$$L' = L \cdot 1,05 = 3,10 \cdot 1,05 = 3,25 \text{ m}$$

$$i = 1,05 \text{ m}$$

Si valutano di seguito le sollecitazioni agenti sulla struttura:

$$G_1 = 380 \cdot 0,16 \cdot 0,16 = 10 \text{ kg/m} \quad (\text{peso proprio elementi strutturali})$$

$$G_2 = 220 \cdot 1,05 = 231 \text{ kg/m} \quad (\text{peso proprio elementi non strutturali})$$

$$Q_{k1} = 150 \cdot 1,05 = 158 \text{ kg/m} \quad (\text{carico accidentale})$$

Combinazioni di calcolo

In accordo con le osservazioni espresse nel precedente Par. 3.3.1, le combinazioni significative da considerare sono:

- Combinazione 1 – Permanente

$$F_{d,1} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 = 1,3 \cdot 10 + 1,3 \cdot 231 = 313 \text{ kg/m}$$

- Combinazione 2 – Breve durata

$$F_{d,2} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} = 1,3 \cdot 10 + 1,3 \cdot 231 + 1,5 \cdot 158 = 550 \text{ kg/m}$$

Poiché quindi risulta:

¹⁷⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Tab. 4.4.V

$$\frac{F_{d,1}}{k_{mod,1}} = \frac{313}{0,60} = 522$$

$$\frac{F_{d,2}}{k_{mod,2}} = \frac{550}{0,90} = 611$$

si deduce che la combinazione determinante in fase di verifica è la 2 in quanto ha peggior rapporto tra carichi e coefficiente k_{mod} .

Verifica a flessione deviata

L'azione flettente di calcolo risulta pari a:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 550 \cdot (3,25)^2 = 726 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

La pendenza della falda è pari al 30,5% circa ($\alpha \approx 17^\circ$)

Di conseguenza si ricava il valore delle tensioni di calcolo massime:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed} \cdot \cos \alpha}{W_y} = \frac{726 \cdot 100 \cdot \cos 17^\circ}{682} = 102 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{Ed} \cdot \sin \alpha}{W_z} = \frac{726 \cdot 100 \cdot \sin 17^\circ}{682} = 31 \text{ kg/cm}^2$$

Essendo inoltre l'elemento soggetto a flessione caratterizzato da altezza inferiore a 600 mm i valori di resistenza possono essere amplificati mediante il coefficiente:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\} = \min \left\{ \left(\frac{600}{160} \right)^{0,1}, 1,1 \right\} = \min \{1,14; 1,1\} = 1,1$$

Nel caso in esame (legno lamellare incollato) il valore di γ_M viene assunto pari a 1,45.

Per quanto riguarda i valori della resistenza di calcolo a flessione si valuta quindi:

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_h \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{0,90 \cdot 245}{1,45} = 167 \text{ kg/cm}^2$$

Si assume inoltre:

$$k_m = 0,7 \quad \text{sez. quadrata/rettangolare}^{18)}$$

La verifica a flessione deviata è quindi soddisfatta, risultando:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{102}{167} + 0,7 \cdot \frac{31}{167} = 0,74 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \cdot \frac{102}{167} + \frac{31}{167} = 0,61 \leq 1$$

Si tralasciano le implicazioni relative all'instabilità allo svergolamento, in quanto il coefficiente di instabilità flesso-torsionale $k_{crit,m}$ risulta pari a 1, poiché lo svergolamento delle travi è impedito dal pacchetto di copertura.

Verifica a taglio

Il taglio di calcolo risulta pari a:

¹⁸⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Par. 4.4.8.1.6

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L' = \frac{1}{2} \cdot 550 \cdot 3,25 = 894 \text{ kg}$$

La tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski, risulta:

$$\tau_d = \frac{15 \cdot V_{Ed}}{B \cdot H} = \frac{15 \cdot 894}{16 \cdot 16} = 5,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,90 \cdot 27,5}{1,45} = 17,1 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica a taglio è quindi soddisfatta, risultando:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Verifiche a deformazione

In accordo con le osservazioni espresse nel precedente Par. 3.3.1, si valutano, nel caso in esame:

$$G_1 = 10 \text{ kg/m} \quad G_2 = 231 \text{ kg/m} \quad Q_{k1} = 158 \text{ kg/m} \quad L = 310 \text{ cm}$$

$$w_{inst,G1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_1 \cdot L^4}{E_{0,g,mean} \cdot J_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10/100 \cdot (310)^4}{118.000 \cdot 5.461} = 0,02 \text{ cm}$$

$$w_{inst,G2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_2 \cdot L^4}{E_{0,g,mean} \cdot J_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{231/100 \cdot (310)^4}{118.000 \cdot 5.461} = 0,43 \text{ cm}$$

$$w_{inst,Q1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{k1} \cdot L^4}{E_{0,g,mean} \cdot J_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{158/100 \cdot (310)^4}{118.000 \cdot 5.461} = 0,29 \text{ cm}$$

I valori delle deformazioni si calcolano considerando il valore:

$$k_{def} = 0,60 \quad (\text{legno lamellare incollato classe di serv. 1})$$

La deformazione istantanea è pari a:

$$w_{inst} = 0,02 + 0,43 + 0,29 = 0,74 \text{ cm} = L/419 < L/300$$

La deformazione a lungo termine è pari a:

$$w_{fin} = 0,02 \cdot (1+0,60) + 0,43 \cdot (1+0,60) + 0,29 \cdot (1+0,0 \cdot 0,60) = 1,01 \text{ cm} = L/307 < L/200$$

La deformazione istantanea dovuta ai soli carichi variabili è pari a:

$$w_{2,inst} = 0,2 \cdot 0,29 = 0,058 \text{ cm} = L/5.345 < L/300$$

Tutte le verifiche risultano quindi soddisfatte.

3.4 – Capriate

3.4.1 – Generalità

Per quanto riguarda le combinazioni di carico e i “*coefficienti parziali di sicurezza*” da adottare, valgono le considerazioni effettuate nel Par. 3.3. Anche i valori dei “*coefficienti di combinazione*” sono i medesimi adottati nel Par. 3.3 (Neve (a quota $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$)).

Geometria e carichi

Tutte le capriate sono caratterizzate da puntoni, tirante e monaco realizzati con travi in legno lamellare, di sezione **28 x 28** ($A = 784 \text{ cm}^2$; $W_y = W_z = 3.658 \text{ cm}^3$; $J_y = J_z = 51.221 \text{ cm}^4$). Le saette sono invece realizzate con travi in legno lamellare, di sezione **20 x 20**.

Per le verifiche si adotta lo schema statico riportato nella seguente **Fig. 8**:

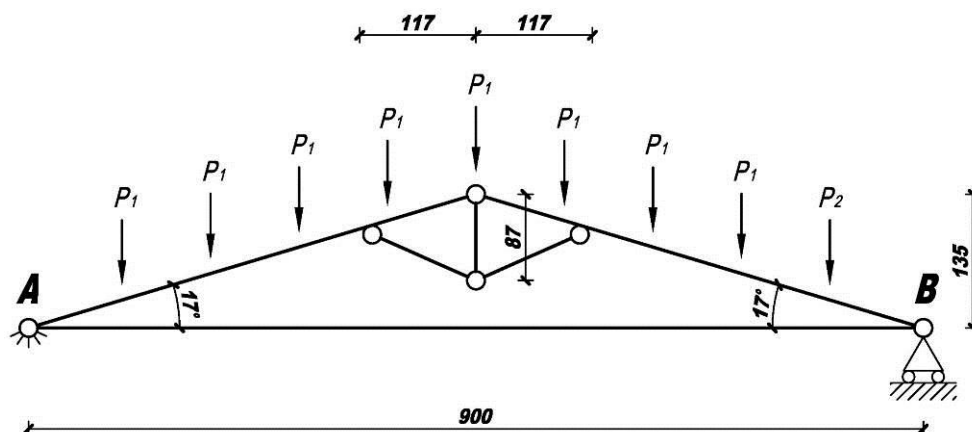


Fig. 8 – Capriata: schema statico

Ai carichi P_1 si attribuisce una larghezza di influenza pari a 0,89 m, mentre al carico P_2 si attribuisce una larghezza di influenza pari a 0,97 m.

Considerando un interasse tra capriate di 3,10 m e definendo

$$P_n = \gamma_{G2} \cdot G_{2n} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1n}$$

si valutano di seguito le sollecitazioni agenti sulla struttura:

$$G_1 = 620 \text{ kg}$$

(p. pr. elementi strutturali)

$$G_{21} = 230 \cdot 3,10 \cdot 0,89 \cdot (1/\cos 17^\circ) = 666 \text{ kg}$$

(p. pr. elementi non strutt. 1)

$$G_{22} = 230 \cdot 3,10 \cdot 0,97 \cdot (1/\cos 17^\circ) = 726 \text{ kg}$$

(p. pr. elementi non strutt. 2)

$$Q_{k11} = 150 \cdot 3,10 \cdot 0,89 \cdot (1/\cos 17^\circ) = 435 \text{ kg/m}$$

(carico accidentale 1)

$$Q_{k12} = 150 \cdot 3,10 \cdot 0,97 \cdot (1/\cos 17^\circ) = 474 \text{ kg/m}$$

(carico accidentale 2)

Combinazioni di calcolo

In accordo con le osservazioni espresse nel precedente Par. 3.3.1, le combinazioni significative da considerare sono:

– Combinazione 1 – Permanente

$$P_{1,1} = \gamma_{G2} \cdot G_{21} = 1,3 \cdot 666 = 866 \text{ kg}$$

$$P_{2,1} = \gamma_{G2} \cdot G_{22} = 1,3 \cdot 726 = 944 \text{ kg}$$

– Combinazione 2 – Breve durata

$$P_{1,2} = \gamma_{G2} \cdot G_{21} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k11} = 1,3 \cdot 666 + 1,5 \cdot 435 = 1.520 \text{ kg}$$

$$P_{2,2} = \gamma_{G2} \cdot G_{22} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k12} = 1,3 \cdot 726 + 1,5 \cdot 474 = 1.655 \text{ kg}$$

Anche in questo caso si considera inoltre una classe di servizio 1 (poiché trattasi di ambiente interno) e conseguentemente:

Combinazione 1: Permanente $k_{mod,1} = 0,60$

Combinazione 2: Breve durata $k_{mod,2} = 0,90$

Poiché quindi risulta:

$$\frac{P_{1,1}}{k_{mod,1}} = \frac{866}{0,60} = 1.443$$

$$\frac{P_{2,1}}{k_{mod,1}} = \frac{944}{0,60} = 1.573$$

$$\frac{P_{1,2}}{k_{mod,1}} = \frac{1.520}{0,90} = 1.689$$

$$\frac{P_{2,2}}{k_{mod,1}} = \frac{1.655}{0,90} = 1.839$$

si deduce che la combinazione determinante in fase di verifica è la 2 in quanto ha peggiori rapporti tra carichi

e coefficiente k_{mod} .

L'analisi statica è stata condotta mediante l'utilizzo del software "SAP 2000 - v. 10.0.1 Advanced". Di seguito si riportano lo schema dei nodi e delle sezioni utilizzati per la modellazione. I tabulati di calcolo sono rimessi in allegato alla presente.

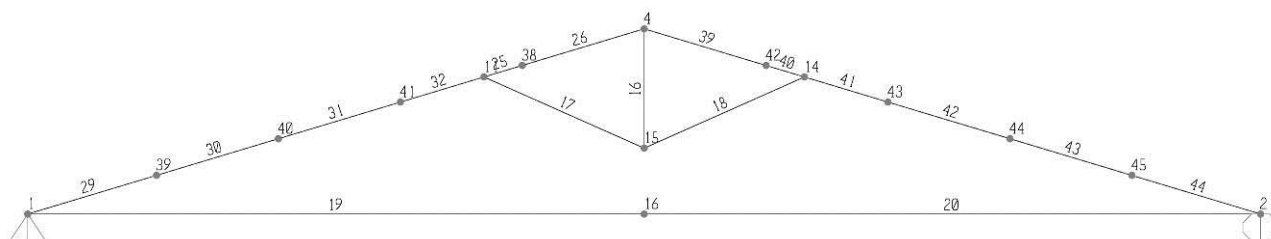


Fig. 9 – Capriata: schema dei nodi per la modellazione

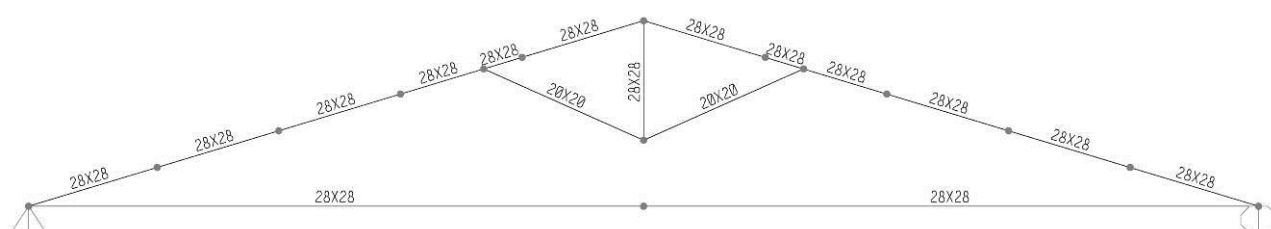


Fig. 10 – Capriata: schema delle sezioni per la modellazione

Calcolo delle sollecitazioni - Combinazione fondamentale

Facendo riferimento allo schema statico rappresentato nella precedente **Fig. 8**, si considerano i seguenti carichi, oltre al peso proprio della struttura:

$$P_1 = P_{1,2} = 1.520 \text{ kg}$$

$$P_2 = P_{2,2} = 1.655 \text{ kg}$$

Lo schema di carico adottato per la combinazione fondamentale è rappresentato di seguito, in **Fig. 11**:

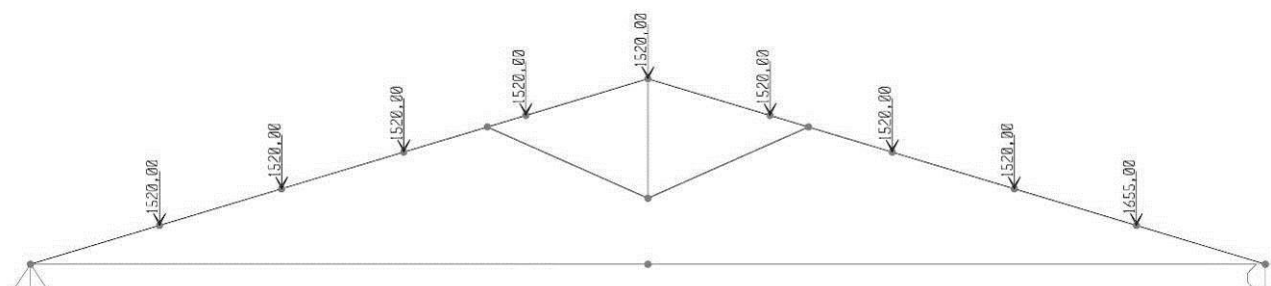


Fig. 11 – Combinazione fondamentale: schema di carico (valori in kg)

L'analisi statica dà luogo ai diagrammi di momento, forza assiale e taglio riportati nelle successive **Figg. 12, 13 e 14**.

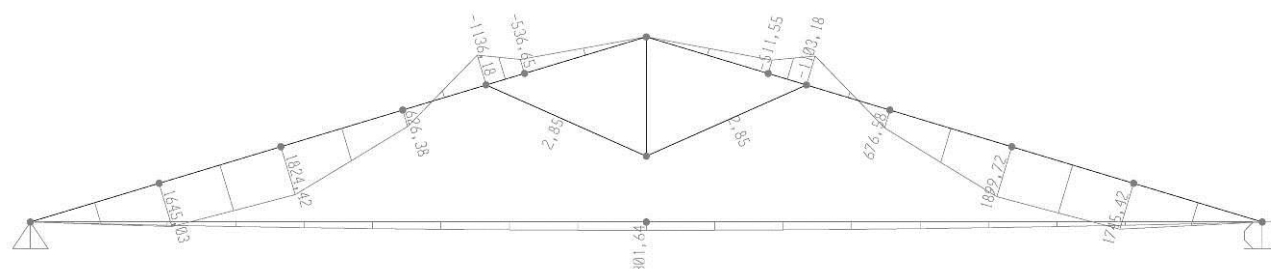


Fig. 12 – Combinazione fondamentale: diagramma dei momenti (valori in kg-m)

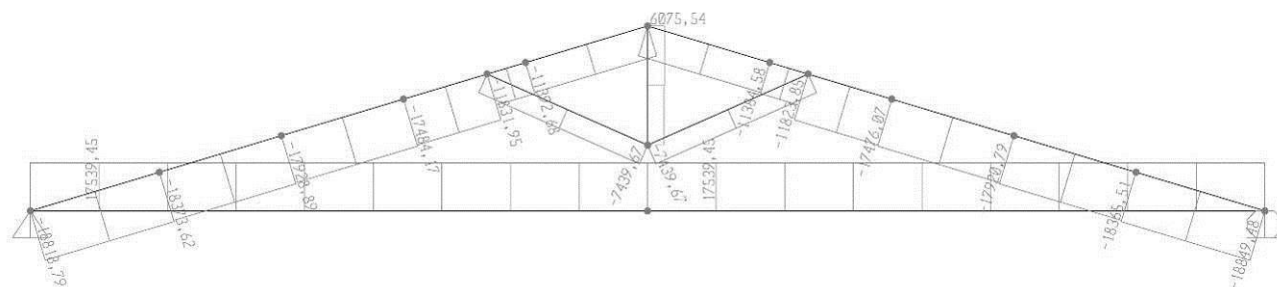


Fig. 13 – Combinazione fondamentale: diagramma delle forze assiali (valori in kg)

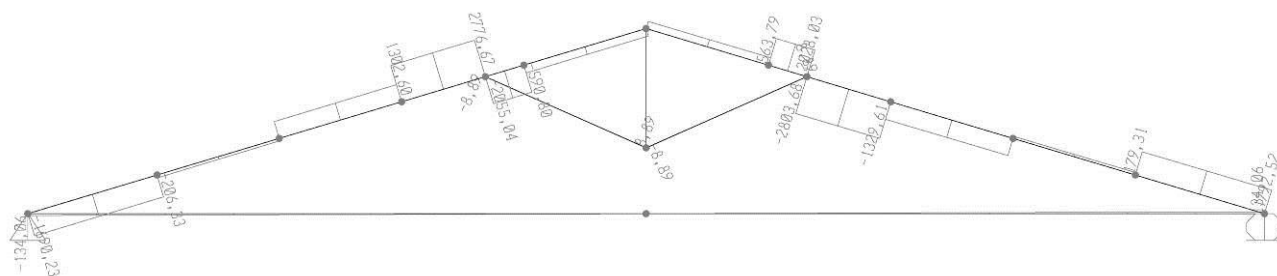


Fig. 14 – Combinazione fondamentale: diagramma delle forze di taglio (valori in kg)

Calcolo delle sollecitazioni - Combinazione sismica

Facendo riferimento allo schema di carico rappresentato nella precedente **Fig. 8**, si considerano i seguenti carichi, oltre al peso proprio della struttura:

$$P_1 = G_{21} = 670 \text{ kg}$$

$$P_2 = G_{22} = 730 \text{ kg}$$

Nella presente combinazione di carico sono inoltre da tenere in conto dei carichi orizzontali concentrati H_1 e H_2 , dati dalla forza sismica. Secondo quanto prescritto dalla normativa in vigore¹⁹⁾, per il sito ove è ubicato l'edificio oggetto d'intervento, considerando il caso di "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti" (Classe d'uso II – $C_U = 1,0$) e per una vita nominale di 50 anni, si ricavano i seguenti parametri, validi per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$a_g = 0,188g \quad (\text{accelerazione orizzontale max})$$

$$F_0 = 2,423 \quad (\text{fattore di amplificazione max dello spettro})$$

$$T_c^* = 0,307s \quad (\text{periodo di inizio tratto a } v = \text{cost. dello spettro})$$

Considerando inoltre una categoria di sottosuolo "B" e una categoria topografica "T2", come indicato nella "Relazione Geologica" a firma del dott. geol. Luca D. Venanti, si calcolano:

$$S_s = 140 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 140 - 0,40 \cdot 2,423 \cdot 0,188 = 1,218 \Rightarrow S_s = 1,20$$

$$S_T = 1,20$$

$$S = S_s \cdot S_T = 1,20 \cdot 1,20 = 1,44$$

$$C_c = 110 \cdot (T_c^*)^{0,20} = 1,393$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* = 0,428 \text{ s}$$

¹⁹⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Parr. 3.2 e ss.

1403_RELCAL01.doc

coefficienti sono uguali nelle due direzioni, quindi si può effettuare la verifica di stabilità lungo la direzione dell'inflessione.

Schematizzando quindi il puntone come una trave su due appoggi si valutano:

$$\rho_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{51.221}{784}} = 8,08 \text{ cm}$$

$$\beta = 1,0$$

$$L_0 = \beta \cdot L = 900 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_0}{\rho_y} = \frac{900}{8,08} = 111,4$$

Nel caso di legno lamellare il "coefficiente di imperfezione" è pari a $\beta_c = 0,1$. Pertanto si ricavano:

$$\lambda_{rel,c} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,g,k}}{E_{0,05}}} = \frac{111,4}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{245}{92.000}} = 1,830$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,830 - 0,3) + 1,830^2) = 2,251$$

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} = \frac{1}{2,251 + \sqrt{2,251^2 - 1,830^2}} = 0,281$$

La verifica a presso-flessione retta è quindi soddisfatta, risultando:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \left(\frac{24}{0,281 \cdot 152} \right)^2 + \frac{52}{164} = 0,63 \leq 1$$

Verifica a taglio

Il taglio di calcolo risulta pari a:

$$V_{Ed} = 2.805 \text{ kg}$$

La tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski, risulta:

$$\tau_d = \frac{15 \cdot V_{Ed}}{B \cdot H} = \frac{15 \cdot 2.805}{28 \cdot 28} = 5,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,90 \cdot 27,5}{1,45} = 17,1 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica a taglio è quindi soddisfatta, risultando:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Verifica a deformazione

Si omette la verifica a deformazione, ampiamente soddisfatta.

3.4.3 – Tirante

Verifica a trazione

Il tirante viene verificato a trazione semplice, in quanto il contributo della flessione risulta trascurabile.

L'azione di calcolo risulta pari a:

$$N_{Ed} = 17.540 \text{ kg}$$

Di conseguenza si ricava il valore della tensione di calcolo massima:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{17.540}{784} = 22 \text{ kg/cm}^2$$

Essendo inoltre l'elemento soggetto a trazione parallela alla fibratura caratterizzato da altezza inferiore a 600 mm i valori di resistenza possono essere amplificati mediante il coefficiente:

$$k_h = \min\left\{\left(\frac{600}{h}\right)^{0,1}, 1,1\right\} = \min\left\{\left(\frac{600}{280}\right)^{0,1}, 1,1\right\} = \min\{1,08, 1,1\} = 1,08$$

Per quanto riguarda il valore della resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibratura si valuta quindi:

$$f_{t,0,d} = k_h \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{t,0,g,k}}{\gamma_M} = 1,08 \cdot \frac{0,90 \cdot 148}{1,45} = 99 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica a trazione è quindi soddisfatta, risultando:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{22}{99} = 0,22 \leq 1$$

Verifica a deformazione

Si omette la verifica a deformazione, ampiamente soddisfatta.

3.4.4 – Appoggi

Le reazioni massime in corrispondenza degli appoggi, che si ricavano nel caso della combinazione fondamentale, sono riportate nella seguente **Fig. 23**:

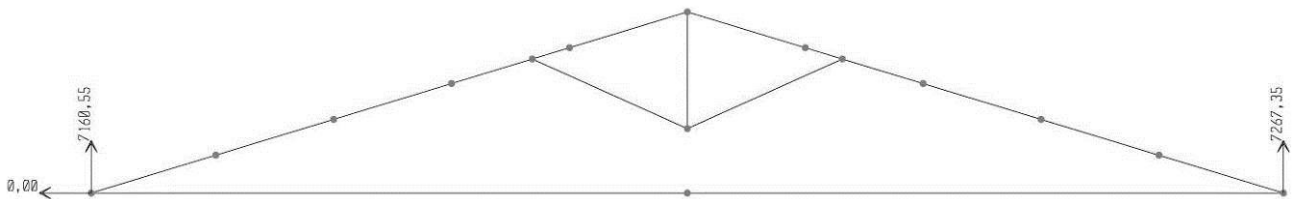


Fig. 23 – Combinazione fondamentale: reazioni agli appoggi (valori in kg)

Verifica a taglio del tirante

Il taglio di calcolo risulta pari a:

$$V_{Ed} = 7.270 \text{ kg}$$

La tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski, risulta:

$$\tau_d = \frac{15 \cdot V_{Ed}}{B \cdot H} = \frac{15 \cdot 2.805}{28 \cdot 28} = 13,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,90 \cdot 27,5}{1,45} = 17,1 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica a taglio è quindi soddisfatta, risultando:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Verifica a schiacciamento della muratura

Si verifica di seguito lo schiacciamento della muratura, in corrispondenza della zona di appoggio della capriata sulla parete. Questa è costituita da una muratura in pietra a spacco con buona tessitura, per la quale, facendo riferimento ai valori di cui al Par. 1.3, si considera una resistenza di calcolo a schiacciamento della muratura pari a:

$$f_d = 8,34 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando quindi una lunghezza di appoggio $L_{APP} = 40 \text{ cm}$ e una distribuzione delle tensioni uniforme sulla muratura, il valore della tensione di compressione è pari a:

$$\sigma_{par} = \frac{V_{Ed}}{B \cdot L_{APP}} = \frac{7.270}{28 \cdot 40} = 6,49 \text{ kg/cm}^2 < f_d$$

La verifica a schiacciamento della muratura è quindi soddisfatta.

Perugia, dicembre 2015

I Progettisti

ing. arch. Massimo Mariani

ing. Paolo Anderlini



FONDAZIONE ACCADEMIA BELLE ARTI “*PIETRO VANNUCCI*” – PERUGIA
 ACCADEMIA DI BELLE ARTI “*PIETRO VANNUCCI*” PERUGIA
 INTERVENTI DI RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO PER LA
 REALIZZAZIONE DEL NUOVO DEPOSITO DELLE OPERE

RELAZIONE GEOTECNICA

1 – DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda le indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del “volume significativo” per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni. Essa è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 – NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione strutturale dell'opera si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- [8] **D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008** – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- [9] **Circolare Min. Infrastrutture e trasporti 02/02/2009, n. 617** – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

3 – INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel “volume significativo” dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, per le quali si faccia riferimento alla “*Relazione Geologica*” a firma del dott. geol. Luca D. Venanti.

4 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

B [Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT, $30 > 50$ nei terreni a grana grossa e c_u , $30 > 250$ kPa nei terreni a grana fina).],

basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{s30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

4.1 – Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta di seguito:

Terreno di riporto (0-3,5 m)

Parametro		Unità di misura	Valore
γ	peso di volume	KN/m ³	17.5
ϕ'	angolo di attrito efficace	°	25°
c'	coesione efficace	kPa	0.0

Deposito fluvio deltizi

Parametro		Unità di misura	Valore
γ	peso di volume	KN/m ³	19.0
ϕ'	angolo di attrito efficace	°	30°
c'	coesione efficace	kPa	20.0
c_u	coesione non drenata	kPa	80.0

4.3 – Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale. Per tale caratterizzazione si rimanda al Par. 3.4.1 della “*Relazione di Calcolo*”.

5 – SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Nel caso in esame le strutture di fondazione scelte, consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche, sono costituite da pali (fondazioni di tipo profondo).

6 – VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza delle fondazioni dirette sono state condotte adottando l'“*Approccio 2*” indicato dalla normativa vigente (Combinazione A1+M1+R3). Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2008, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2008, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera. Utilizzando l'“*Approccio 2*”, i coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna M1 sono tutti unitari.

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza e le valutazioni del carico limite e dei cedimenti nel caso di fondazioni profonde, si rimanda al Par. 3.1 della “*Relazione sulle Fondazioni*”.

Perugia, dicembre 2015

I Progettisti

ing. arch. Massimo Mariani

ing. Paolo Anderlini



FONDAZIONE ACCADEMIA BELLE ARTI “PIETRO VANNUCCI” – PERUGIA
ACCADEMIA DI BELLE ARTI “PIETRO VANNUCCI” PERUGIA
INTERVENTI DI RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO PER LA
REALIZZAZIONE DEL NUOVO DEPOSITO DELLE OPERE

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

1 – PREMESSA

Per sostenere le strutture murarie attualmente dissestate a causa di cedimenti fondali dovuti alla diminuzione della portanza del terreno, è stata prevista un'opera di supporto alle stesse costituita da un sistema di pali di fondazione in c.a. coronati da una trave rigida, anch'essa in c.a..

I pali, tutti di diametro 60 cm e lunghezza 12 m, saranno allineati lungo 2 file, poste tra loro ad interasse 1,50 m. I pali di ogni fila, sfalsati a quinconce rispetto a quelli dell'altra, saranno disposti ogni 2,0 m lungo la direzione longitudinale. L'armatura dei pali sarà costituita da 12 Ø 16 disposti radialmente, oltre ad un'elica Ø 8 / 20 cm. La quota della testa dei pali varierà tra 1,0 e 1,5 m al di sotto dell'attuale piano di campagna.

La trave in testa alla palificata avrà larghezza pari a 2,40 m ed altezza 0,60 m. Le murature saranno rese solidali alla nuova struttura di supporto per mezzo di travi in acciaio HEB 140, poste ad interasse 1,00 m, che saranno inserite in fori Ø 200, eseguiti con perforazioni a carotaggio continuo.

Per la geometria esatta delle nuove fondazioni si rimanda agli elaborati grafici strutturali.

2 – PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito si riportano i parametri geotecnici dei litotipi utilizzati nelle verifiche (valori ricavati dalla “Relazione Geologica” a firma del dott. geol. Luca D. Venanti):

Terreno di riporto (0-3,5 m)

Parametro		Unità di misura	Minimo
γ	peso di volume	KN/m ³	17.5
ϕ'	angolo di attrito efficace	°	25°
c'	coesione efficace	kPa	0.0

Deposito fluvio deltizi

Parametro		Unità di misura	Minimo
γ	peso di volume	KN/m ³	19.0
ϕ'	angolo di attrito efficace	°	30°
c'	coesione efficace	kPa	20.0
c_u	coesione non drenata	kPa	80.0

3 – VERIFICHE LOCALI

3.1 – Pali di fondazione: capacità portante

Per le verifiche si adotta lo schema di calcolo rappresentato nella successiva **Fig. 24**, nella quale si analizza il comportamento di una coppia di pali appartenenti rispettivamente alla fila più prossima al fabbricato (palo tipo “1”) e più distante dal fabbricato “palo tipo “2”).

La lunghezza di influenza della porzione considerata per le verifiche è pari a 2,0 m (interasse tra due pali della stessa fila in direzione longitudinale).

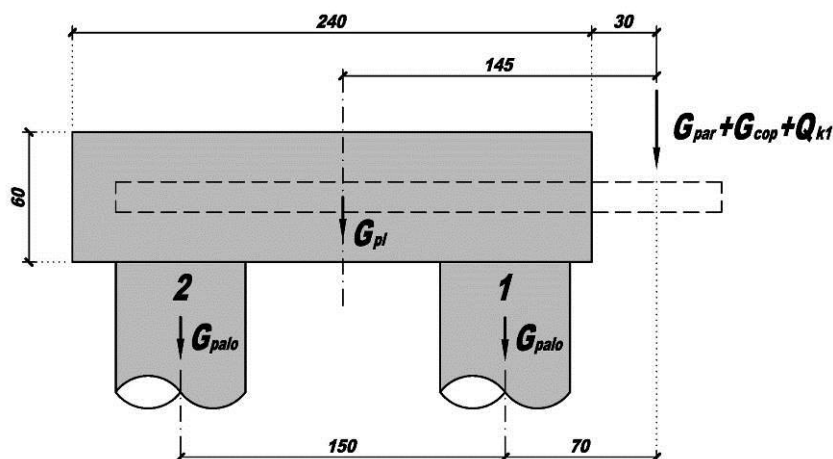


Fig. 24 – Pali di fondazione: schema di calcolo capacità portante

I carichi agenti sulla struttura sono:

$$\begin{aligned}
 G_{\text{palo}} &= 2.500 \cdot 0,28 \cdot 12,0 = 8.400 \text{ kg} && \text{(peso proprio palo)} \\
 G_{\text{terr}} &= 1.750 \cdot 0,28 \cdot 3,50 + 1.900 \cdot 0,28 \cdot 8,50 = 6.237 \text{ kg} && \text{(peso proprio terreno rimosso per ogni palo)} \\
 G_{\text{cop}} &= 250 \cdot 10,0 \cdot 2,0 / 2 = 2.500 \text{ kg} && \text{(peso proprio copertura fabbricato)} \\
 G_{\text{par}} &= 2.100 \cdot 0,6 \cdot 8,5 \cdot 2,0 = 21.420 \text{ kg} && \text{(peso proprio parete fabbricato)} \\
 G_{\text{pl}} &= 2.500 \cdot 2,4 \cdot 0,6 \cdot 2,0 = 7.200 \text{ kg} && \text{(peso proprio platea)} \\
 Q_{k1} &= 150 \cdot 10,0 \cdot 2,0 / 2 = 1.500 \text{ kg} && \text{(carico accidentale: neve su copertura)}
 \end{aligned}$$

Si valutano di seguito le sollecitazioni assiali indotte sui pali tipo “1” rispettivamente dai carichi permanenti e dai carichi accidentali:

$$\begin{aligned}
 N_{1,\text{perm}} &= G_{\text{palo}} - G_{\text{terr}} + \frac{G_{\text{cop}} + G_{\text{par}}}{2} + \frac{(G_{\text{cop}} + G_{\text{par}}) \cdot 145}{150} + \frac{G_{\text{pl}}}{2} = \\
 &= 8.400 - 6.237 + \frac{23.920}{2} + \frac{23.920 \cdot 145}{150} + \frac{7.200}{2} = 40.846 \text{ kg} = 401 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$N_{1,\text{acc}} = \frac{Q_{k1}}{2} + \frac{Q_{k1} \cdot 145}{150} = \frac{1.500}{2} + \frac{1.500 \cdot 145}{150} = 2.200 \text{ kg} = 22 \text{ kN}$$

Si valutano di seguito le sollecitazioni assiali indotte sui pali tipo “2” rispettivamente dai carichi permanenti e dai carichi accidentali. In particolare, in questo caso caratterizzato da valori negativi (sollevamento), si tiene in conto l'intero peso del palo, facendo però affidamento sulla sola resistenza laterale del terreno.

$$N_{2,\text{perm}} = G_{\text{palo}} + \frac{G_{\text{cop}} + G_{\text{par}}}{2} - \frac{(G_{\text{cop}} + G_{\text{par}}) \cdot 145}{150} + \frac{G_{\text{pl}}}{2} = 8.400 + \frac{23.920}{2} - \frac{23.920 \cdot 145}{150} + \frac{7.200}{2} = 838 \text{ kg} = 8 \text{ kN}$$

$$N_{2,acc} = \frac{Q_{k1}}{2} - \frac{Q_{k1} \cdot 145}{150} = \frac{1.500}{2} - \frac{1.500 \cdot 145}{150} = -700 \text{ kg} = -7 \text{ kN}$$

Adottando l'Approccio 2 indicato dalla normativa²³⁾, considerando il caso di pali trivellati e un numero di verticali indagate ≥ 10 , si ricavano i coefficienti²⁴⁾:

$$\gamma_b = 1,35 \quad \gamma_s = 1,15 \quad \xi_s = 140$$

Per le valutazioni della capacità portante dei pali tipo "1", effettuate secondo le formule della geotecnica classica sia in condizioni non drenate (breve termine) che in condizioni drenate (lungo termine) e per la valutazione del cedimento del singolo palo della palificata, si rimanda ai fogli di calcolo Excel in allegato. In ognuno dei casi considerati si ricava un fattore di sicurezza $FS > 1$ e quindi le verifiche risultano soddisfatte, mentre il cedimento del singolo palo, che risulta pari a circa 2,60 mm, è pienamente compatibile con la funzionalità della struttura.

Si omettono le verifiche relative alla capacità portante dei pali tipo "2", evidentemente soddisfatte data la modestia delle sollecitazioni.

3.2 – Collegamento murature-fondazioni: travi HEB 140

Geometria e carichi

Oggetto del presente paragrafo sono le travi in acciaio, per il collegamento delle murature esistenti al nuovo sistema di fondazioni profonde, costituite da profilati **UPN 100**, posti ad interasse di 1,00 m. Considerando un comportamento a taglio puro, i profilati verranno disposti in maniera da venire caricati nel piano delle ali.

Facendo riferimento alla notazione utilizzata nel Par. 3.1 della presente relazione, si valutano di seguito le sollecitazioni agenti sulla singola trave:

$$\begin{aligned} G_{cop} &= 250 \cdot 10,0 \cdot 1,0/2 = 1.250 \text{ kg} && \text{(peso proprio copertura fabbricato)} \\ G_{par} &= 2.100 \cdot 0,6 \cdot 8,5 \cdot 1,0 = 10.710 \text{ kg} && \text{(peso proprio parete fabbricato)} \\ Q_{k1} &= 150 \cdot 10,0 \cdot 1,0/2 = 750 \text{ kg} && \text{(carico accidentale: neve su copertura)} \end{aligned}$$

Combinazioni di calcolo

La combinazione più significativa, che verrà di seguito impiegata per le verifiche è quella indicata come "*fondamentale*" per gli Stati Limite Ultimi (SLU). Considerando il caso di "*Stato limite di resistenza della struttura*" (STR) si utilizzano i seguenti valori dei "*coefficienti parziali per le azioni*":

$$\gamma_{G1} = 1,3 \quad \gamma_{G2} = 1,3 \quad \gamma_{Q1} = 1,5$$

Sulla trave si considera quindi gravante un carico concentrato pari a:

$$Q = (G_{cop} + G_{par}) \cdot \gamma_{G2} + Q_{k1} \cdot \gamma_{Q1} = 11.960 \cdot 1,3 + 750 \cdot 1,5 = 16.673 \text{ kg}$$

Verifica a taglio

Il taglio di calcolo, valutato nella sezione di discontinuità tra la trave in testa alla palificata e la parete del fabbricato, risulta pari a:

$$V_{Ed} = Q = 16.673 \text{ kg}$$

L'area resistente a taglio della sezione (caricata nel piano delle ali) è:

²³⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Par. 6.4.2.1

²⁴⁾ cfr. "D.M. Infrastrutture e trasporti 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Par. 6.4.3.1.1

$$A_v = 2 \cdot b \cdot t_f = 2 \cdot 140 \cdot 12 = 33,6 \text{ cmq}$$

Il valore del taglio resistente si valuta come:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = \frac{33,6 \cdot 2.300}{\sqrt{3} \cdot 105} = 42.493 \text{ kg}$$

La verifica a taglio è quindi soddisfatta, risultando:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{16.673}{42.493} = 0,39 \leq 1$$

3.3 – Trave in testa alla palificata

Verifica a punzonamento

Si omette la verifica a punzonamento, ampiamente soddisfatta.

Perugia, dicembre 2015

I Progettisti

ing. arch. Massimo Mariani

ing. Paolo Anderlini



FONDAZIONE ACCADEMIA BELLE ARTI “*PIETRO VANNUCCI*” – PERUGIA
 ACCADEMIA DI BELLE ARTI “*PIETRO VANNUCCI*” PERUGIA
 INTERVENTI DI RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO PER LA
 REALIZZAZIONE DEL NUOVO DEPOSITO DELLE OPERE

**PIANO DI MANUTENZIONE
 DELLA PARTE STRUTTURALE DELL’OPERA**

1 – PREMESSA

Il presente Piano di manutenzione della parte strutturale dell’opera è relativo agli interventi di restauro e risanamento conservativo di una porzione posta a Nord-Ovest del Complesso di San Francesco al Prato.

Il Piano in oggetto è da considerarsi come elemento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma l’attività di manutenzione dell’intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l’efficienza ed il valore economico.

2 – SCHEDA IDENTIFICATIVA DELL’OPERA - DESCRIZIONE INTERVENTO STRUTTURALE

Gli interventi previsti riguardano essenzialmente il consolidamento statico e il restauro conservativo delle strutture murarie e del tetto dal momento che il previsto utilizzo come deposito di opere d’arte non necessita di finiture e di impiantistica particolare.

Le principali opere di consolidamento riguarderanno, innanzitutto, le fondazioni che sono risultate insufficienti e variamente articolate, nel tempo remoto anche oggetto di interventi di sottofondazione.

Il terreno fondale è “di riporto antropico” per circa 4/5 metri dalla quota del piano di campagna attuale.

Per sostenere le strutture murarie attualmente dissestate a causa di cedimenti fondali dovuti alla diminuzione della portanza del terreno, è stata prevista un’opera di supporto alle stesse costituita da un sistema di pali di fondazione in c.a. coronati da una trave rigida, anch’essa in c.a. Detti pali avranno lo scopo di portare in profondità i carichi della struttura attualmente non adeguatamente sostenuta dal terreno fondale. Le murature saranno rese solidali alla nuova struttura di supporto testé rappresentata, per mezzo di travi in acciaio HEB che saranno inserite in fori eseguiti con perforazioni a carotaggio continuo, prive di martellamenti sulla o dentro la muratura.

Si procederà poi al consolidamento delle murature mediante interventi di scuci-cuci e con il rifacimento della porzione terminale delle due pareti esterne, la cui omogeneità è stata offesa dalle continue infiltrazioni di acqua meteorica protrattisi nel tempo, dal crollo del tetto.

Da ultimo si ricostruirà il tetto, previa realizzazione di capriate e di orditura principale e secondaria in legno, con sovrastante pianellato di laterizio, incluso lo sporto di gronda che resterà a vista. I canali di gronda e i pluviali sono previsti in rame.

Sarà infine realizzata un’intercapedine ventilata e impermeabilizzata al di sotto del piano di calpestio per garantire la salubrità dei locali. Per ragioni di sicurezza le finestre esterne saranno murate e le relative soglie saranno realizzate in cemento come quelle esistenti al contorno dell’edificio.

È stata prevista inoltre l’intonacatura del manufatto con malta di calce e idonei inerti al fine anche di ottenere un’adeguata cromia in sintonia con i paramenti esistenti al contorno dell’edificio.

3 – PROGRAMMA DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

STRUTTURE IN LEGNO

Elementi del sistema edilizio aventi il compito di resistere alle azioni verticali e di trasmetterle alle altre parti strutturali ad essi collegate.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione
- Coibenza acustica soddisfacente

CARATTERISTICHE MINIME DEI MATERIALI

Legno lamellare: $f_{m,g,k} = 245 \text{ kg/cmq}$ - $f_{t,0,g,k} = 148 \text{ kg/cmq}$
 $f_{c,0,g,k} = 245 \text{ kg/cmq}$ - $f_{v,g,k} = 27,5 \text{ kg/cmq}$
 Legno massiccio: $f_{m,k} = 245 \text{ kg/cmq}$ - $f_{t,0,k} = 143 \text{ kg/cmq}$
 $f_{c,0,k} = 214 \text{ kg/cmq}$ - $f_{v,k} = 25,5 \text{ kg/cmq}$

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Insorgere di efflorescenze o comparsa di muffe
- Attacchi parassitari
- Formazione di fessurazioni

POSSIBILI CAUSE

- Anomali incrementi dei carichi da sopportare

TIPO DI INTERVENTO (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale)

- Prodotti antimuffa o antiparassitari
- Riparazioni localizzate delle parti strutturali

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici e trattamenti speciali

MANUTENZIONE

Non si prescrive alcun intervento periodico. Qualora se ne ravvisi la necessità a causa di attacchi evidenti da parte di muffe e/o parassiti si procederà all'intervento localizzato mediante l'utilizzo di prodotti antimuffa e/o antiparassitari specifici disponibili in commercio.

Generalmente le zone più sensibili sono quelle in cui gli elementi sono poco ventilati e quindi l'umidità può ristagnare (ammorsature nelle murature, superfici nascoste da piastre in acciaio avvolgenti, giochi acciaio-legno attorno a perni, bulloni, chiodi, ecc.). Sono da considerare naturali e irreversibili (ma non pericolosi dal punto di vista meccanico) storcimenti e spaccature longitudinali del legno massiccio nonché variazioni del colore originale (i pigmenti contenuti negli impregnanti utilizzati tendono a divenire più scuri con l'esposizione alla luce); fessurazioni longitudinali e variazioni di colore sono possibili, in misura minore, anche sugli elementi in legno lamellare.

OPERE DI FONDAZIONE

Elementi del sistema edilizio atti a trasmettere al terreno le azioni esterne e il peso proprio della struttura.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

- Resistenza ai carichi e alle sollecitazioni previste in fase di progettazione

CARATTERISTICHE MINIME DEI MATERIALI

Calcestruzzo: $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2 = 285 \text{ kg/cm}^2$

Acciaio in barre: $f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2 = 4.587 \text{ kg/cm}^2$

$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2 = 5.504 \text{ kg/cm}^2$

PROBLEMI RISCONTRABILI

- Formazione di fessurazioni o crepe
- Corrosione delle armature
- Disgregazione del copriferro con evidenza barre di armatura

POSSIBILI CAUSE

- Alternanza di penetrazione e di ritiro dell'acqua

TIPO DI INTERVENTO (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale)

- Riparazioni localizzate delle parti strutturali
- Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato
- Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti
- Protezione delle armature da azioni disgreganti

STRUMENTI ATTI A MIGLIORARE LA CONSERVAZIONE DELL'OPERA

- Vernici, malte e trattamenti speciali
- Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici

MANUTENZIONE

Si raccomanda un controllo visivo a periodicità decennale, atto a riscontrare possibili anomalie che precedano fenomeni di cedimenti strutturali.

Perugia, dicembre 2015

I Progettisti

ing. arch. Massimo Mariani

ing. Paolo Anderlini



FONDAZIONE ACCADEMIA BELLE ARTI "PIETRO VANNUCCI" – PERUGIA
ACCADEMIA DI BELLE ARTI "PIETRO VANNUCCI" PERUGIA
INTERVENTI DI RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO PER LA
REALIZZAZIONE DEL NUOVO DEPOSITO DELLE OPERE

**VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA**

Si riportano di seguito i carichi principali agenti sulla struttura allo stato attuale e allo stato di progetto:

STATO ATTUALE

Peso proprio solaio di copertura

capriate	10	kg/mq
piccola e grande orditura in legno.....	20	kg/mq
pianellato.....	50	kg/mq
cretonato.....	100	kg/mq
manto di copertura in coppi ed embrici.....	70	kg/mq

CARICHI PERMANENTI 250 kg/mq

PROGETTO

Peso proprio solaio di copertura

capriate	20	kg/mq
travicelli legno massiccio	10	kg/mq
arcarecci legno lamellare	10	kg/mq
pianellato.....	50	kg/mq
soletta in cls alleggerito (h = 5 cm)	60	kg/mq
isolante + impermeabilizzazione	30	kg/mq
manto di copertura in coppi ed embrici.....	70	kg/mq

CARICHI PERMANENTI 250 kg/mq

Dai valori sopra indicati si evince come gli interventi di progetto non producano per la struttura sostanziali incrementi dei carichi globali. Gli interventi di progetto inoltre non modificano il comportamento né di altre parti rispetto a quelle oggetto d'intervento, né della struttura nel suo insieme.

Si ritiene pertanto che l'uso della costruzione possa continuare senza ulteriori interventi rispetto a quelli di progetto e che, in conseguenza della realizzazione di questi ultimi, essa non debba essere soggetta a declassamenti, cambi di destinazioni d'uso, imposizione di limitazioni o cautele nell'uso.

Perugia, dicembre 2015

I Progettisti

ing. arch. Massimo Mariani

ing. Paolo Anderlini



ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO CAPRIATA

Table: Active Degrees of Freedom

UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Yes/No	Yes/No	Yes/No	Yes/No	Yes/No	Yes/No
Yes	No	Yes	Yes	Yes	No

Table: Analysis Case Definitions

Case	Type	InitialCond	ModelCase	RunCase
Test	Test	Test	Test	Yes/No
DEAD	Linear	Zero	Test	Yes
WIND	Linear	Zero	Test	No
CARICO	Linear	Zero	Test	Yes
SISMA_ORIZZ_DX	Linear	Zero	Test	Yes
SISMA_ORIZZ_SX	Linear	Zero	Test	Yes

Table: Assembled Joint Masses

Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Test	kg	kg	kg	kg	kg	kg
1	8.32	8.32	8.32	0.00	0.00	0.00
2	8.32	8.32	8.32	0.00	0.00	0.00
4	4.14	4.14	4.14	0.00	0.00	0.00
11	2.40	2.40	2.40	0.00	0.00	0.00
14	2.40	2.40	2.40	0.00	0.00	0.00
15	2.50	2.50	2.50	0.00	0.00	0.00
19	13.85	13.85	13.85	0.00	0.00	0.00
38	1.85	1.85	1.85	0.00	0.00	0.00
39	2.90	2.90	2.90	0.00	0.00	0.00
40	2.87	2.87	2.87	0.00	0.00	0.00
41	2.38	2.38	2.38	0.00	0.00	0.00
42	65	1.85	1.85	0.00	0.00	0.00
43	2.58	2.58	2.58	0.00	0.00	0.00
44	2.82	2.82	2.82	0.00	0.00	0.00
45	2.90	2.90	2.90	0.00	0.00	0.00

Table: Base Reactions, Part 1 of 3

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX
Test	Test	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
STATICA	Combination	-1.322E+10	0.00	9.127E+9	0.00	-180.50	0.00	0.00000
SISMA_ORIZZ_DX	Combination	-1.000E+10	0.00	8.012E+9	0.00	-134.148	0.00	0.00000
SISMA_ORIZZ_SX	Combination	1590.30	0.00	8702.89	0.00	911.28	0.00	0.00000

Table: Base Reactions, Part 2 of 3

OutputCase	GlobalY	GlobalZ	XCentroidF	YCentroidF	ZCentroidF	XCentroidF	YCentroidF	ZCentroidF
Test	m	m	m	m	m	m	m	m
STATICA	0.00000	0.00000	-9.166E-08	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
SISMA_ORIZZ_DX	0.00000	0.00000	-9.000E-08	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
SISMA_ORIZZ_SX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

Table: Base Reactions, Part 3 of 3

OutputCase	XCentroidF	YCentroidF	ZCentroidF
Test	m	m	m
STATICA	0.32479	0.00000	0.00000
SISMA_ORIZZ_DX	0.22628	0.00000	0.00000
SISMA_ORIZZ_SX	-0.15013	0.00000	0.00000

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSR
Test	Test	Test	Test
DEAD	Load case	DEAD	1.00000
CARICO	Load case	CARICO	1.00000
SISMA_ORIZZ_DX	Load case	SISMA_ORIZZ_DX	1.00000
SISMA_ORIZZ_SX	Load case	SISMA_ORIZZ_SX	1.00000

Table: Combination Definitions, Part 1 of 2

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ConcDesign
Test	Test	Test	Test	Test	Test	Test
STATICA	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.00000	No	No
STATICA	Linear Add	Linear Static	CARICO	1.00000	No	No
SISMA_ORIZZ_DX	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.00000	No	No
SISMA_ORIZZ_SX	Linear Add	Linear Static	SISMA_ORIZZ_DX	1.00000	No	No
SISMA_ORIZZ_SX	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.00000	No	No
SISMA_ORIZZ_SX	Linear Add	Linear Static	SISMA_ORIZZ_SX	1.00000	No	No

Table: Combination Definitions, Part 2 of 2

ComboName	CaseName	AlumDesign	ColdDesign
Test	Test	Test	Test
STATICA	DEAD	No	No
STATICA	CARICO	No	No
SISMA_ORIZZ_DX	DEAD	No	No
SISMA_ORIZZ_SX	DEAD	No	No
SISMA_ORIZZ_SX	SISMA_ORIZZ_SX	No	No

Table: Connectivity - Frame

Frame	Joint	Joint	IsCurved	Length	CentroidX	CentroidY	CentroidZ
Test	Test	Test	Test	m	m	m	m
15	4	15	No	0.07000	0.00000	0.00000	0.01500
17	11	15	No	1.27995	-0.53600	0.00000	0.78200
18	15	14	No	0.80000	0.00000	0.00000	0.75000
19	1	16	No	4.50000	-2.55000	0.00000	0.00000
20	16	2	No	0.00000	2.25000	0.00000	0.00000
25	11	38	No	0.24625	-1.00000	0.00000	1.04100
26	38	4	No	0.02019	-0.44000	0.00000	1.21500
29	1	39	No	0.00100	4.00000	0.00000	0.14100
30	39	40	No	0.02019	-3.11000	0.00000	0.11500
31	40	41	No	0.02019	-2.22500	0.00000	0.08200
42	41	11	No	0.00000	-1.41000	0.00000	0.00000

Frame	Joint	Joint	IsCurved	Length	CentroidX	CentroidY	CentroidZ
Test	Test	Test	Test	m	m	m	m
39	4	42	No	0.02219	3.44500	0.00000	1.21500
40	42	16	No	0.26232	-1.85000	0.00000	1.04100
41	14	40	No	0.03386	1.47500	0.00000	0.30700
42	43	44	No	0.02919	2.22500	0.00000	0.38200
43	14	16	No	0.02219	3.11000	0.00000	0.11500
44	45	2	No	0.00100	4.00000	0.00000	0.14100

Table: Coordinate Systems

Name	Type	X	Y	Z	AboutZ	AboutY	AboutX
Test	Test	m	m	m	Degrees	Degrees	Degrees
GLOBEAL	Cartesian	0.00000	0.00000	0.00000	0.000	0.000	0.000

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2
Test	m	Test	Test	kg	kg	kg	kg	kg
15	0.00000	STATICA	Combination	6075.51	9.379E+15	0.00	0.00	0.00
15	0.43500	SISMA_ORIZZ_DX	Combination	5002.08	9.379E+15	0.00	0.00	0.00
15	0.80000	STATICA	Combination	8049.62	9.379E+15	0.00	0.00	0.00
15	0.00000	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	2743.55	9.379E+15	0.00	0.00	0.00
15	0.43500	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	2793.67	9.379E+15	0.00	0.00	0.00
15	0.87200	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	2773.91	9.379E+15	0.00	0.00	0.00
15	0.00000	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	2793.46	2.558E+15	0.00	0.00	0.00
15	0.43500	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	2773.59	2.558E+15	0.00	0.00	0.00
15	0.87200	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	2763.54	2.558E+15	0.00	0.00	0.00
17	0.00000	STATICA	Combination	-7181.78	-8.89	0.00	0.00	0.00
17	0.03997	STATICA	Combination	-7181.72	2.388E+15	0.00	0.00	0.00
17	1.27995	STATICA	Combination	-7439.67	8.89	0.00	0.00	0.00
17	0.00000	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-333.09	-8.89	0.00	0.00	0.00
17	0.03997	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-333.05	2.388E+15	0.00	0.00	0.00
17	1.27995	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-333.70	8.89	0.00	0.00	0.00
17	0.00000	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-3373.75	-8.89	0.00	0.00	0.00
17	0.03997	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-3383.70	2.388E+15	0.00	0.00	0.00
17	1.27995	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-3387.84	8.89	0.00	0.00	0.00
18	0.00000	STATICA	Combination	-7439.67	-8.89	0.00	0.00	0.00
18	0.03997	STATICA	Combination	-7435.72	2.388E+15	0.00	0.00	0.00
18	1.27995	STATICA	Combination	-7431.70	8.89	0.00	0.00	0.00
18	0.00000	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-333.79	-8.89	0.00	0.00	0.00
18	0.03997	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-3356.63	2.388E+15	0.00	0.00	0.00
18	1.27995	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-3383.09	8.89	0.00	0.00	0.00
18	0.00000	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-3387.61	-8.89	0.00	0.00	0.00
18	0.03997	SISMA_ORIZZ_SX	Combination	-3393.70	2.388E+15	0.00	0.00	0.00

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2
Test	m	Test	Test	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf
16	1.27995	SISMA_O_S	Combination	-3373.75	8.89	0.00	0.00	0.00
16	0.00000	STATICA	Combination	17559.45	134.36	0.00	0.00	0.00
16	0.50000	STATICA	Combination	17559.45	119.17	0.00	0.00	0.00
16	1.00000	STATICA	Combination	17559.45	104.27	0.00	0.00	0.00
16	1.50000	STATICA	Combination	17559.45	-98.35	0.00	0.00	0.00
16	2.00000	STATICA	Combination	17559.45	-74.48	0.00	0.00	0.00
16	2.50000	STATICA	Combination	17559.45	59.58	0.00	0.00	0.00
16	3.00000	STATICA	Combination	17559.45	-44.56	0.00	0.00	0.00
16	3.50000	STATICA	Combination	17559.45	-29.75	0.00	0.00	0.00
16	4.00000	STATICA	Combination	17559.45	-14.90	0.00	0.00	0.00
16	4.50000	STATICA	Combination	17559.45	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	-134.36	0.00	0.00	0.00
16	0.50000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	-119.17	0.00	0.00	0.00
16	1.00000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	-104.27	0.00	0.00	0.00
16	1.50000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	-98.36	0.00	0.00	0.00
16	2.00000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	-74.48	0.00	0.00	0.00
16	2.50000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	-59.58	0.00	0.00	0.00
16	3.00000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	-44.56	0.00	0.00	0.00
16	3.50000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	-29.75	0.00	0.00	0.00
16	4.00000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	-14.90	0.00	0.00	0.00
16	4.50000	SISMA_O_D	Combination	8707.19	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	-119.17	0.00	0.00	0.00
16	0.50000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	104.27	0.00	0.00	0.00
16	1.00000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	-98.35	0.00	0.00	0.00
16	1.50000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	-74.48	0.00	0.00	0.00
16	2.00000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	-59.58	0.00	0.00	0.00
16	2.50000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	-44.56	0.00	0.00	0.00
16	3.00000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	-29.75	0.00	0.00	0.00
16	3.50000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	-14.90	0.00	0.00	0.00
16	4.00000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	0.00	0.00	0.00	0.00
16	4.50000	SISMA_O_S	Combination	7724.11	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00000	STATICA	Combination	17559.45	-569.4E+14	0.00	0.00	0.00
20	0.50000	STATICA	Combination	17559.45	11.90	0.00	0.00	0.00
20	1.00000	STATICA	Combination	17559.45	29.75	0.00	0.00	0.00
20	1.50000	STATICA	Combination	17559.45	44.56	0.00	0.00	0.00
20	2.00000	STATICA	Combination	17559.45	59.58	0.00	0.00	0.00
20	2.50000	STATICA	Combination	17559.45	134.36	0.00	0.00	0.00
20	3.00000	STATICA	Combination	17559.45	119.17	0.00	0.00	0.00
20	3.50000	STATICA	Combination	17559.45	104.27	0.00	0.00	0.00
20	4.00000	STATICA	Combination	17559.45	98.36	0.00	0.00	0.00
20	4.50000	STATICA	Combination	17559.45	84.38	0.00	0.00	0.00

Frame Text	Station n	OutputCase Text	CaseType Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-m	M2 Kgf-m
20	6 500 00	SISMA_C_D X	Combination	8797.19	14.36	3.00	0.00	0.00
20	1 000 00	SISMA_C_D X	Combination	8797.19	29.76	3.00	0.00	0.00
20	1 500 00	SISMA_C_D X	Combination	8797.19	44.86	3.00	0.00	0.00
20	2 000 00	SISMA_C_D X	Combination	8797.19	59.52	3.00	0.00	0.00
20	2 500 00	SISMA_C_D X	Combination	8797.19	74.66	3.00	0.00	0.00
20	3 000 00	SISMA_C_D X	Combination	8797.19	89.38	3.00	0.00	0.00
20	3 500 00	SISMA_C_D X	Combination	8797.19	104.27	3.00	0.00	0.00
20	4 000 00	SISMA_C_D X	Combination	8797.19	119.7	3.00	0.00	0.00
20	4 500 00	SISMA_C_D X	Combination	8797.19	134.06	3.00	0.00	0.00
20	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	7704.11	-5694.04	3.00	0.00	0.00
20	6 500 00	SISMA_O_S X	Combination	7224.11	14.36	3.00	0.00	0.00
20	1 000 00	SISMA_O_S X	Combination	7224.11	29.76	3.00	0.00	0.00
20	1 500 00	SISMA_O_S X	Combination	7224.11	44.86	3.00	0.00	0.00
20	2 000 00	SISMA_O_S X	Combination	7224.11	59.52	3.00	0.00	0.00
20	2 500 00	SISMA_O_S X	Combination	7224.11	74.66	3.00	0.00	0.00
20	3 000 00	SISMA_O_S X	Combination	7224.11	89.38	3.00	0.00	0.00
20	3 500 00	SISMA_O_S X	Combination	7224.11	104.27	3.00	0.00	0.00
20	4 000 00	SISMA_O_S X	Combination	7224.11	119.7	3.00	0.00	0.00
20	4 500 00	SISMA_O_S X	Combination	7224.11	134.06	3.00	0.00	0.00
25	6 000 00	STATICA X	Combination	-11837.05	-2055.24	3.00	0.00	0.00
25	6 454 59	STATICA X	Combination	-11836.70	-2050.57	3.00	0.00	0.00
25	6 223 33	STATICA X	Combination	-11829.45	-2046.70	3.00	0.00	0.00
25	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-6117.85	-853.71	3.00	0.00	0.00
25	6 145 15	SISMA_C_D X	Combination	-6116.41	-853.83	3.00	0.00	0.00
25	6 223 33	SISMA_C_D X	Combination	-6115.15	-854.78	3.00	0.00	0.00
25	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-9657.29	-963.58	3.00	0.00	0.00
25	6 145 15	SISMA_O_S X	Combination	-9656.03	-979.61	3.00	0.00	0.00
25	6 223 33	SISMA_O_S X	Combination	-9654.79	-975.21	3.00	0.00	0.00
25	6 000 00	STATICA X	Combination	-11592.88	-590.86	3.00	0.00	0.00
25	6 454 59	STATICA X	Combination	-11593.73	-577.55	3.00	0.00	0.00
25	6 223 33	STATICA X	Combination	-11581.73	-554.22	3.00	0.00	0.00
25	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-5880.47	-195.81	3.00	0.00	0.00
25	6 145 15	SISMA_C_D X	Combination	-5876.73	-192.35	3.00	0.00	0.00
25	6 223 33	SISMA_C_D X	Combination	-5872.72	-139.08	3.00	0.00	0.00
25	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-5384.22	-380.81	3.00	0.00	0.00

Frame Text	Station n	OutputCase Text	CaseType Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-m	M2 Kgf-m
36	6 000 00	STATICA X	Combination	-11376.62	537.38	3.00	0.00	0.00
36	6 454 59	STATICA X	Combination	-11380.83	504.54	3.00	0.00	0.00
36	6 223 33	STATICA X	Combination	-11354.86	553.75	3.00	0.00	0.00
36	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-5295.18	319.74	3.00	0.00	0.00
36	6 145 15	SISMA_C_D X	Combination	-5293.15	333.00	3.00	0.00	0.00
36	6 223 33	SISMA_C_D X	Combination	-5287.13	346.26	3.00	0.00	0.00
36	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-6062.60	169.72	3.00	0.00	0.00
36	6 145 15	SISMA_O_S X	Combination	-5992.58	152.96	3.00	0.00	0.00
36	6 223 33	SISMA_O_S X	Combination	-6070.55	176.24	3.00	0.00	0.00
40	6 000 00	STATICA X	Combination	-11621.55	2019.69	3.00	0.00	0.00
40	6 145 15	STATICA X	Combination	-11622.80	2025.86	3.00	0.00	0.00
40	6 223 33	STATICA X	Combination	-11623.95	2038.03	3.00	0.00	0.00
40	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-5857.73	940.59	3.00	0.00	0.00
40	6 145 15	SISMA_C_D X	Combination	-5858.06	944.76	3.00	0.00	0.00
40	6 223 33	SISMA_C_D X	Combination	-5860.20	940.33	3.00	0.00	0.00
40	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-6105.04	889.40	3.00	0.00	0.00
40	6 145 15	SISMA_O_S X	Combination	-6106.29	889.57	3.00	0.00	0.00
40	6 223 33	SISMA_O_S X	Combination	-6107.54	873.74	3.00	0.00	0.00
41	6 000 00	STATICA X	Combination	-17410.62	-2903.88	3.00	0.00	0.00
41	6 31843	STATICA X	Combination	-17473.34	-2734.59	3.00	0.00	0.00
41	6 33688	STATICA X	Combination	-17476.07	-2735.91	3.00	0.00	0.00
41	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-8194.25	-1212.59	3.00	0.00	0.00
41	6 31843	SISMA_C_D X	Combination	-8196.98	-1203.81	3.00	0.00	0.00
41	6 33688	SISMA_C_D X	Combination	-8199.73	-1194.72	3.00	0.00	0.00
41	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-7678.88	-1319.80	3.00	0.00	0.00
41	6 31843	SISMA_O_S X	Combination	-7681.43	-1310.91	3.00	0.00	0.00
41	6 33688	SISMA_O_S X	Combination	-7684.13	-1301.72	3.00	0.00	0.00
42	6 000 00	STATICA X	Combination	-17913.04	-1329.81	3.00	0.00	0.00
42	6 454 59	STATICA X	Combination	-17916.81	-1316.35	3.00	0.00	0.00
42	6 223 33	STATICA X	Combination	-17920.79	-1303.00	3.00	0.00	0.00
42	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-8656.27	-600.36	3.00	0.00	0.00
42	6 454 59	SISMA_C_D X	Combination	-8654.24	-587.13	3.00	0.00	0.00
42	6 223 33	SISMA_C_D X	Combination	-8652.22	-573.87	3.00	0.00	0.00
42	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-7719.81	-812.57	3.00	0.00	0.00
42	6 454 59	SISMA_O_S X	Combination	-7722.59	-529.31	3.00	0.00	0.00
42	6 223 33	SISMA_O_S X	Combination	-7725.57	-588.05	3.00	0.00	0.00
43	6 000 00	STATICA X	Combination	-19357.59	152.86	3.00	0.00	0.00
43	6 145 15	STATICA X	Combination	-19361.51	150.08	3.00	0.00	0.00
43	6 223 33	STATICA X	Combination	-19365.51	178.31	3.00	0.00	0.00

Frame Text	Station n	OutputCase Text	CaseType Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-m	M2 Kgf-m
28	6 454 59	SISMA_O_S X	Combination	-5303.34	387.85	0.00	3.00	0.00
28	6 902 19	SISMA_O_S X	Combination	-5295.26	-854.59	0.00	3.00	0.00
29	6 000 00	STATICA X	Combination	-18818.79	-1886.23	0.00	3.00	0.00
29	6 454 59	STATICA X	Combination	-18814.59	-1876.22	0.00	3.00	0.00
29	6 902 19	STATICA X	Combination	-18810.39	-1862.22	0.00	3.00	0.00
29	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-7784.81	-867.95	0.00	3.00	0.00
29	6 454 59	SISMA_C_D X	Combination	-7783.71	-853.95	0.00	3.00	0.00
29	6 902 19	SISMA_C_D X	Combination	-7775.51	-836.95	0.00	3.00	0.00
29	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-9203.20	872.14	0.00	3.00	0.00
29	6 454 59	SISMA_O_S X	Combination	-9205.60	859.14	0.00	3.00	0.00
29	6 902 19	SISMA_O_S X	Combination	-9207.48	-844.14	0.00	3.00	0.00
29	6 000 00	STATICA X	Combination	-18273.82	-296.33	0.00	3.00	0.00
29	6 454 59	STATICA X	Combination	-18260.61	-193.07	0.00	3.00	0.00
29	6 902 19	STATICA X	Combination	-18263.69	-119.81	0.00	3.00	0.00
29	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-7747.63	-150.79	0.00	3.00	0.00
29	6 454 59	SISMA_C_D X	Combination	-7738.05	-137.54	0.00	3.00	0.00
29	6 902 19	SISMA_C_D X	Combination	-7734.08	-121.23	0.00	3.00	0.00
29	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-8653.51	-49.61	0.00	3.00	0.00
29	6 454 59	SISMA_O_S X	Combination	-8645.94	-36.55	0.00	3.00	0.00
29	6 902 19	SISMA_O_S X	Combination	-8642.98	-23.29	0.00	3.00	0.00
31	6 000 00	STATICA X	Combination	-17528.09	1276.09	0.00	3.00	0.00
31	6 454 59	STATICA X	Combination	-17524.92	1286.34	0.00	3.00	0.00
31	6 902 19	STATICA X	Combination	-17523.94	1392.83	0.00	3.00	0.00
31	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-7659.59	964.88	0.00	3.00	0.00
21	6 161 68	SISMA_O_D X	Combination	-7685.62	578.13	0.00	3.00	0.00
21	6 902 19	SISMA_O_D X	Combination	-7681.64	561.59	0.00	3.00	0.00
21	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-7659.29	571.04	0.00	3.00	0.00
21	6 161 68	SISMA_O_S X	Combination	-7658.12	581.30	0.00	3.00	0.00
21	6 902 19	SISMA_O_S X	Combination	-7654.44	597.53	0.00	3.00	0.00
32	6 000 00	STATICA X	Combination	-17184.17	2759.53	0.00	3.00	0.00
32	6 161 68	STATICA X	Combination	-17185.44	2767.58	0.00	3.00	0.00
32	6 902 19	STATICA X	Combination	-17179.72	2776.87	0.00	3.00	0.00
32	6 000 00	SISMA_C_D X	Combination	-7657.16	1200.55	0.00	3.00	0.00
32	6 161 68	SISMA_C_D X	Combination	-7656.43	1189.83	0.00	3.00	0.00
32	6 902 19	SISMA_C_D X	Combination	-7651.71	1188.72	0.00	3.00	0.00
32	6 000 00	SISMA_O_S X	Combination	-8233.88	1191.89	0.00	3.00	0.00
32	6 161 68	SISMA_O_S X	Combination	-8231.16	1186.97	0.00	3.00	0.00
32	6 902 19	SISMA_O_S X	Combination	-8225.42	1210.08	0.00	3.00	0.00

Frame Text	Station n	OutPutCase Text	CaseType Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-m	M2 Kgf-m
43	6 00000	SISMA_C_D X	Combination	-8503.78	26.45	0.00	3.00	0.00
43	6 45459	SISMA_C_D X	Combination	-8512.26	33.71	0.00	3.00	0.00
43	6 90219	SISMA_C_D X	Combination	-8513.74	46.97	0.00	3.00	0.00
43	6 00000	SISMA_O_S X	Combination	-7601.65	103.10	0.00	3.00	0.00
43	6 45459	SISMA_O_S X	Combination	-7605.62	116.33	0.00	3.00	0.00
43	6 90219	SISMA_O_S X	Combination	-7603.69	126.02	0.00	3.00	0.00
44	6 00000	STATICA X	Combination	-18841.67	1784.52	0.00	3.00	0.00
44	6 45459	STATICA X	Combination	-18845.20	1778.52	0.00	3.00	0.00
44	6 90219	STATICA X	Combination	-18843.48	1792.52	0.00	3.00	0.00
44	6 00000	SISMA_C_D X	Combination	-8236.81	994.45	0.00	3.00	0.00
44	6 45459	SISMA_C_D X	Combination	-8230.11	708.47	0.00	3.00	0.00
44	6 90219	SISMA_C_D X	Combination	-8207.31	722.47	0.00	3.00	0.00
44	6 00000	SISMA_O_S X	Combination	-7863.26	900.55	0.00	3.00	0.00
44	6 45459	SISMA_O_S X	Combination	-7813.58	894.53	0.00	3.00	0.00
44	6 90219	SISMA_O_S X	Combination	-7814.16	898.58	0.00	3.00	0.00

Frame Test	Station m	OutputCase Test	M3 kg/m	FrameElem Test	ElemStation m
18	0.8397	STATICA	2,85	3	0.8397
18	1.2795	STATICA	-0,031E+6	3	1.2795
18	0.0000	SISMA_O_S	0,00	3	0.0000
18	0.8397	SISMA_O_D	2,85	3	0.8397
18	1.2795	SISMA_O_D	-0,031E+6	3	1.2795
18	0.0000	SISMA_O_S	0,00	3	0.0000
18	0.8397	SISMA_O_S	2,85	3	0.8397
18	1.2795	SISMA_O_S	-0,031E+6	3	1.2795
19	0.0000	STATICA	-1,137E+3	4	0.0000
19	0.5000	STATICA	63,31	4	0.5000
19	1.0000	STATICA	119,17	4	1.0000
19	1.5000	SISMA_O_S	167,58	4	1.5000
19	2.0000	SISMA_O_D	208,54	4	2.0000
19	2.5000	STATICA	242,06	4	2.5000
19	3.0000	STATICA	268,13	4	3.0000
19	3.5000	STATICA	288,75	4	3.5000
19	4.0000	SISMA_O_S	267,57	4	4.0000
19	4.5000	STATICA	301,64	4	4.5000
19	0.0000	SISMA_O_D	-1,137E+3	4	0.0000
19	0.5000	SISMA_O_D	63,31	4	0.5000
19	1.0000	SISMA_O_D	119,17	4	1.0000
19	1.5000	SISMA_O_D	167,58	4	1.5000
19	2.0000	SISMA_O_D	208,54	4	2.0000
19	2.5000	SISMA_O_D	242,06	4	2.5000
19	3.0000	SISMA_O_D	268,13	4	3.0000
19	3.5000	SISMA_O_D	288,75	4	3.5000
19	4.0000	SISMA_O_D	267,57	4	4.0000
19	4.5000	SISMA_O_D	301,64	4	4.5000
19	0.0000	SISMA_O_S	-1,137E+3	4	0.0000
19	0.5000	SISMA_O_S	63,31	4	0.5000
19	1.0000	SISMA_O_S	119,17	4	1.0000
19	1.5000	SISMA_O_S	167,58	4	1.5000
19	2.0000	SISMA_O_S	208,54	4	2.0000
19	2.5000	SISMA_O_S	242,06	4	2.5000
19	3.0000	SISMA_O_S	268,13	4	3.0000
19	3.5000	SISMA_O_S	288,75	4	3.5000
19	4.0000	SISMA_O_S	267,57	4	4.0000
19	4.5000	SISMA_O_S	301,64	4	4.5000

Frame Test	Station m	OutputCase Test	M3 kg/m	FrameElem Test	ElemStation m
20	0.0000	STATICA	20,84	5	0.0000
20	0.5000	STATICA	297,92	5	0.5000
20	1.0000	SISMA_O_S	268,13	5	1.0000
20	1.5000	STATICA	268,13	5	1.5000
20	2.0000	STATICA	242,06	5	2.0000
20	2.5000	STATICA	208,54	5	2.5000
20	3.0000	STATICA	167,58	5	3.0000
20	3.5000	STATICA	119,17	5	3.5000
20	4.0000	STATICA	63,31	5	4.0000
20	4.5000	STATICA	2,860E+3	5	4.5000
20	0.0000	SISMA_O_D	301,64	5	0.0000
20	0.5000	SISMA_O_D	297,92	5	0.5000
20	1.0000	SISMA_O_D	268,13	5	1.0000
20	1.5000	SISMA_O_D	268,13	5	1.5000
20	2.0000	SISMA_O_D	242,06	5	2.0000
20	2.5000	SISMA_O_D	208,54	5	2.5000
20	3.0000	SISMA_O_D	167,58	5	3.0000
20	3.5000	SISMA_O_D	119,17	5	3.5000
20	4.0000	SISMA_O_D	63,31	5	4.0000
20	4.5000	SISMA_O_D	2,860E+3	5	4.5000
20	0.0000	SISMA_O_S	301,64	5	0.0000
20	0.5000	SISMA_O_S	297,92	5	0.5000
20	1.0000	SISMA_O_S	268,13	5	1.0000
20	1.5000	SISMA_O_S	242,06	5	1.5000
20	2.0000	SISMA_O_S	208,54	5	2.0000
20	2.5000	SISMA_O_S	167,58	5	2.5000
20	3.0000	SISMA_O_S	119,17	5	3.0000
20	3.5000	SISMA_O_S	63,31	5	3.5000
20	4.0000	SISMA_O_S	2,860E+3	5	4.0000
20	4.5000	SISMA_O_S	2,860E+3	5	4.5000
25	0.0000	STATICA	-1,137E+3	6	0.0000
25	0.14618	STATICA	-488,11	6	0.14618
25	0.29233	STATICA	-488,65	6	0.29233
25	0.0000	SISMA_O_D	-392,65	6	0.0000
25	0.14618	SISMA_O_D	-265,00	6	0.14618
25	0.29233	SISMA_O_D	-111,56	6	0.29233
25	0.0000	SISMA_O_S	-477,90	6	0.0000
25	0.14618	SISMA_O_S	-184,16	6	0.14618

Frame Test	Station m	OutputCase Test	M3 kg/m	FrameElem Test	ElemStation m
25	0.29233	SISMA_O_S	-31,161	6	0.29233
25	0.0000	STATICA	538,65	7	0.0000
25	0.48459	STATICA	265,24	7	0.48459
25	0.92919	STATICA	-7,180E+3	7	0.92919
25	0.0000	SISMA_O_D	-141,56	7	0.0000
25	0.48459	SISMA_O_D	-67,70	7	0.48459
25	0.92919	SISMA_O_D	-4,310E+3	7	0.92919
25	0.0000	SISMA_O_S	-31,161	7	0.0000
25	0.48459	SISMA_O_S	-167,73	7	0.48459
25	0.92919	SISMA_O_S	-7,030E+3	7	0.92919
29	0.0000	STATICA	0,00	8	0.0000
29	0.48459	STATICA	325,65	8	0.48459
29	0.92919	STATICA	19,503	8	0.92919
29	0.0000	SISMA_O_D	0,00	8	0.0000
29	0.48459	SISMA_O_D	472,47	8	0.48459
29	0.92919	SISMA_O_D	928,06	8	0.92919
29	0.0000	SISMA_O_S	0,00	8	0.0000
29	0.48459	SISMA_O_S	328,39	8	0.48459
29	0.92919	SISMA_O_S	9,589	8	0.92919
30	0.0000	STATICA	194,53	9	0.0000
30	0.48459	STATICA	1737,81	9	0.48459
30	0.92919	STATICA	1924,12	9	0.92919
30	0.0000	SISMA_O_D	928,06	9	0.0000
30	0.48459	SISMA_O_D	305,04	9	0.48459
30	0.92919	SISMA_O_D	265,00	9	0.92919
30	0.0000	SISMA_O_S	94,589	9	0.0000
30	0.48459	SISMA_O_S	915,05	9	0.48459
30	0.92919	SISMA_O_S	978,85	9	0.92919
31	0.0000	STATICA	1624,42	10	0.0000
31	0.48459	STATICA	1270,68	10	0.48459
31	0.92919	STATICA	528,39	10	0.92919
31	0.0000	SISMA_O_D	928,06	10	0.0000
31	0.48459	SISMA_O_D	700,34	10	0.48459
31	0.92919	SISMA_O_D	428,60	10	0.92919
31	0.0000	SISMA_O_S	978,85	10	0.0000
31	0.48459	SISMA_O_S	411,47	10	0.48459
31	0.92919	SISMA_O_S	136,33	10	0.92919
31	0.0000	STATICA	328,39	11	0.0000
32	0.31843	STATICA	253,45	11	0.31843

Frame Test	Station m	OutputCase Test	M3 kg/m	FrameElem Test	ElemStation m
32	0.68696	STATICA	-118,18	11	0.68696
32	0.0000	SISMA_O_D	478,96	11	0.0000
32	0.31843	SISMA_O_D	19,45	11	0.31843
32	0.68696	SISMA_O_D	-392,65	11	0.68696
32	0.0000	SISMA_O_S	168,96	11	0.0000
32	0.31843	SISMA_O_S	-214,05	11	0.31843
32	0.68696	SISMA_O_S	-427,92	11	0.68696
35	0.0000	STATICA	0,00	12	0.0000
35	0.68696	STATICA	-202,70	12	0.68696
35	0.0000	STATICA	-471,05	12	0.0000
35	0.0000	SISMA_O_D	0,00	12	0.0000
35	0.68696	SISMA_O_D	-167,65	12	0.68696
35	0.0000	SISMA_O_D	-202,70	12	0.0000
35	0.0000	SISMA_O_S	0,00	12	0.0000
35	0.68696	SISMA_O_S	-72,61	12	0.68696
35	0.0000	SISMA_O_S	151,44	12	0.0000
40	0.0000	STATICA	511,55	13	0.0000
40	0.14618	STATICA	-207,06	13	0.14618
40	0.29233	STATICA	-101,18	13	0.29233
40	0.0000	SISMA_O_D	-392,65	13	0.0000
40	0.14618	SISMA_O_D	447,01	13	0.14618
40	0.29233	SISMA_O_D	-585,69	13	0.29233
40	0.0000	SISMA_O_S	-151,44	13	0.0000
40	0.14618	SISMA_O_S	-276,21	13	0.14618
40	0.29233	SISMA_O_S	-405,65	13	0.29233
41	0.0000	STATICA	-101,10	14	0.0000
41	0.31843	STATICA	211,05	14	0.31843
41	0.68696	STATICA	675,68	14	0.68696
41	0.0000	SISMA_O_D	-392,65	14	0.0000
41	0.31843	SISMA_O_D	202,70	14	0.31843
41	0.68696	SISMA_O_D	181,65	14	0.68696
41	0.0000	SISMA_O_S	-405,65	14	0.0000
41	0.31843	SISMA_O_S	13,20	14	0.31843
41	0.68696	SISMA_O_S	120,16	14	0.68696
42	0.0000	STATICA	675,50	15	0.0000
42	0.68696	STATICA	129,13	15	0.68696
42	0.0000	STATICA	892,72	15	0.0000
42	0.0000	SISMA_O_D	181,65	15	0.0000

Frame Test	Station Test	OutputCase Test	M3 Kgf	FrameElem Test	ElemStation Test
42	0.434-50	SISMA_O_D X	455,01	15	0.46459
42	0.90519	SISMA_O_D X	729,61	15	0.62916
42	0.00000	SISMA_O_S X	479,16	15	0.00000
42	0.434-50	SISMA_O_S X	713,67	15	0.61452
42	0.90519	SISMA_O_S X	685,63	15	0.62916
43	0.00000	STATICA X	189,72	16	0.00000
43	0.434-50	STATICA X	1625,65	16	0.46459
43	0.90519	STATICA X	1115,42	16	0.62916
43	0.00000	SISMA_O_D X	723,61	16	0.00000
43	0.434-50	SISMA_O_D X	714,62	16	0.46459
43	0.90519	SISMA_O_D X	685,78	16	0.62916
43	0.00000	SISMA_O_S X	685,63	16	0.00000
43	0.434-50	SISMA_O_S X	625,65	16	0.46459
43	0.90519	SISMA_O_S X	677,61	16	0.62916
44	0.00000	STATICA X	1715,42	17	0.00000
44	0.434-50	STATICA X	675,14	17	0.46459
44	0.90519	STATICA X	1115,42	17	0.62916
44	0.00000	SISMA_O_D X	695,23	17	0.00000
44	0.434-50	SISMA_O_D X	675,14	17	0.46459
44	0.90519	SISMA_O_D X	625,65	17	0.62916
44	0.00000	SISMA_O_S X	675,14	17	0.00000
44	0.434-50	SISMA_O_S X	625,65	17	0.46459
44	0.90519	SISMA_O_S X	677,61	17	0.62916
44	0.00000	SISMA_O_D X	695,23	17	0.00000
44	0.434-50	SISMA_O_D X	675,14	17	0.46459
44	0.90519	SISMA_O_D X	625,65	17	0.62916

Table: Element Joint Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame Test	Joint Test	OutputCase Test	CaseType Test	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m
15	15	STATICA X	Combination	-7.193E-13	0.00	3.775E-14	0.00	-5.239E-13
15	15	STATICA X	Combination	7.166E-13	0.00	-3.049E-12	0.00	5.002E-13
15	15	SISMA_O_D X	Combination	-7.511E-13	0.00	2.719E-13	0.00	-1.420E-13
15	15	SISMA_O_D X	Combination	7.511E-13	0.00	-2.722E-13	0.00	1.600E-13
15	15	SISMA_O_S X	Combination	-2.478E-13	0.00	2.789E-16	0.00	-3.205E-14
15	15	SISMA_O_S X	Combination	2.478E-13	0.00	-2.763E-16	0.00	2.829E-14
17	17	STATICA X	Combination	6.797E-03	0.00	-3.305E-35	0.00	0.00
17	17	STATICA X	Combination	-4.079E-03	0.00	3.024E-35	0.00	0.00
17	17	SISMA_O_D X	Combination	3.014E-37	0.00	-1.942E-30	0.00	0.00
17	17	SISMA_O_D X	Combination	-3.049E-37	0.00	1.981E-30	0.00	0.00
17	17	SISMA_O_S X	Combination	3.093E-04	0.00	-1.982E-31	0.00	0.00

Frame Test	Joint Test	OutputCase Test	CaseType Test	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m
17	17	SISMA_O_S X	Combination	3.093E-04	0.00	1.981E-31	0.00	0.00
18	18	STATICA X	Combination	5.967E-09	0.00	5.024E-31	0.00	0.00
18	18	STATICA X	Combination	-5.967E-09	0.00	-5.024E-31	0.00	0.00
18	18	SISMA_O_D X	Combination	3.048E-37	0.00	1.931E-30	0.00	0.00
18	18	SISMA_O_D X	Combination	-3.048E-37	0.00	-1.932E-30	0.00	0.00
18	18	SISMA_O_S X	Combination	3.093E-04	0.00	1.981E-31	0.00	0.00
18	18	SISMA_O_S X	Combination	-3.093E-04	0.00	-1.982E-31	0.00	0.00
19	19	STATICA X	Combination	-1.753E-15	0.00	1.94E-30	0.00	-1.621E-14
19	19	STATICA X	Combination	1.753E-15	0.00	-1.94E-30	0.00	1.621E-14
19	19	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	1.94E-30	0.00	-1.621E-14
19	19	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-1.94E-30	0.00	1.621E-14
19	19	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	1.94E-30	0.00	-1.621E-14
19	19	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-1.94E-30	0.00	1.621E-14
20	20	STATICA X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
20	20	STATICA X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
20	20	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
20	20	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
20	20	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
20	20	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
25	25	STATICA X	Combination	1.074E-14	0.00	5.336E-30	0.00	1.13E-13
25	25	STATICA X	Combination	-1.074E-14	0.00	-5.336E-30	0.00	-1.13E-13
25	25	SISMA_O_D X	Combination	-4.653E-32	0.00	2.287E-26	0.00	-3.92E-05
25	25	SISMA_O_D X	Combination	4.653E-32	0.00	-2.287E-26	0.00	3.92E-05
25	25	SISMA_O_S X	Combination	-4.653E-32	0.00	2.287E-26	0.00	-3.92E-05
25	25	SISMA_O_S X	Combination	4.653E-32	0.00	-2.287E-26	0.00	3.92E-05
26	26	STATICA X	Combination	1.074E-14	0.00	5.336E-30	0.00	1.13E-13
26	26	STATICA X	Combination	-1.074E-14	0.00	-5.336E-30	0.00	-1.13E-13
26	26	SISMA_O_D X	Combination	-4.653E-32	0.00	2.287E-26	0.00	-3.92E-05
26	26	SISMA_O_D X	Combination	4.653E-32	0.00	-2.287E-26	0.00	3.92E-05
26	26	SISMA_O_S X	Combination	-4.653E-32	0.00	2.287E-26	0.00	-3.92E-05
26	26	SISMA_O_S X	Combination	4.653E-32	0.00	-2.287E-26	0.00	3.92E-05
29	29	STATICA X	Combination	-1.753E-15	0.00	1.94E-30	0.00	-1.621E-14
29	29	STATICA X	Combination	1.753E-15	0.00	-1.94E-30	0.00	1.621E-14
29	29	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
29	29	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
29	29	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
29	29	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
39	39	STATICA X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
39	39	STATICA X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14

Table: Element Joint Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame Test	Joint Test	OutputCase Test	CaseType Test	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m
42	42	SISMA_O_S X	Combination	7562,11	0.00	-1931,9	0.00	428,13
42	42	SISMA_O_S X	Combination	-7562,11	0.00	1931,9	0.00	-428,13
43	43	STATICA X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
43	43	STATICA X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
43	43	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
43	43	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
43	43	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
43	43	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	STATICA X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	STATICA X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	-5.967E-19	0.00	5.68E-34	0.00	3.01E-14
44	44	SISMA_O_D X	Combination	5.967E-19	0.00	-5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	-1.753E-15	0.00	5.68E-34	0.00	-3.01E-14
44	44	SISMA_O_S X	Combination	1.753E-15	0.00	-5.68E-34	0.00	3.01E-

Frame Test	Joint Test	OutputCase Test	M3 Test	FrameElem Test
19	16	SISMA_O_D X	0.00	4
19	1	SISMA_O_S X	0.00	4
19	16	SISMA_O_S X	0.00	4
20	16	STATICA X	0.00	5
20	2	STATICA X	0.00	5
20	16	SISMA_O_D X	0.00	5
20	2	SISMA_O_D X	0.00	5
20	10	SISMA_O_S X	0.00	5
20	2	SISMA_O_S X	0.00	5
25	11	STATICA X	0.00	8
25	38	STATICA X	0.00	8
25	11	SISMA_O_D X	0.00	8
25	38	SISMA_O_D X	0.00	8
25	11	SISMA_O_S X	0.00	8
25	38	SISMA_O_S X	0.00	8
25	38	STATICA X	0.00	8
25	4	STATICA X	0.00	8
25	38	SISMA_O_D X	0.00	8
25	4	SISMA_O_D X	0.00	8
25	38	SISMA_O_S X	0.00	8
25	4	SISMA_O_S X	0.00	8
25	38	SISMA_O_D X	0.00	8
25	1	SISMA_O_D X	0.00	8
25	38	SISMA_O_D X	0.00	8
25	1	SISMA_O_S X	0.00	8
25	38	SISMA_O_S X	0.00	8
30	39	STATICA X	0.00	9
30	40	STATICA X	0.00	9
30	39	SISMA_O_D X	0.00	9
30	40	SISMA_O_D X	0.00	9
30	39	SISMA_O_S X	0.00	9
30	40	SISMA_O_S X	0.00	9
31	40	STATICA X	0.00	10
31	41	STATICA X	0.00	10
31	40	SISMA_O_D X	0.00	10
31	41	SISMA_O_D X	0.00	10
31	40	SISMA_O_S X	0.00	10

Frame Test	Joint Test	OutputCase Test	M3 Test	FrameElem Test
31	41	SISMA_O_S X	0.00	10
32	41	STATICA X	0.00	11
32	11	STATICA X	0.00	11
32	41	SISMA_O_D X	0.00	11
32	11	SISMA_O_D X	0.00	11
37	41	SISMA_O_S X	0.00	11
32	11	SISMA_O_S X	0.00	11
38	4	STATICA X	0.00	12
39	42	STATICA X	0.00	12
39	4	SISMA_O_D X	0.00	12
39	42	SISMA_O_D X	0.00	12
39	4	SISMA_O_S X	0.00	12
39	42	SISMA_O_S X	0.00	12
40	42	STATICA X	0.00	13
40	14	STATICA X	0.00	13
40	42	SISMA_O_D X	0.00	13
40	14	SISMA_O_D X	0.00	13
40	42	SISMA_O_S X	0.00	13
40	14	SISMA_O_S X	0.00	13
41	14	STATICA X	0.00	14
41	43	STATICA X	0.00	14
41	14	SISMA_O_D X	0.00	14
41	43	SISMA_O_D X	0.00	14
41	14	SISMA_O_S X	0.00	14
41	43	SISMA_O_S X	0.00	14
42	43	STATICA X	0.00	15
42	44	STATICA X	0.00	15
42	43	SISMA_O_D X	0.00	15
42	44	SISMA_O_D X	0.00	15
42	43	SISMA_O_S X	0.00	15
42	44	SISMA_O_S X	0.00	15
43	44	STATICA X	0.00	16
43	45	STATICA X	0.00	16
43	44	SISMA_O_D X	0.00	16
43	45	SISMA_O_D X	0.00	16
43	44	SISMA_O_S X	0.00	16
43	45	SISMA_O_S X	0.00	16
44	45	STATICA X	0.00	17
44	2	STATICA X	0.00	17

Frame Test	Joint Test	OutputCase Test	M3 Test	FrameElem Test
44	45	SISMA_O_D X	0.00	17
44	2	SISMA_O_D X	0.00	17
44	45	SISMA_O_S X	0.00	17
44	2	SISMA_O_S X	0.00	17

Table: Frame Release Assignments 1 - General, Part 1 of 2

Frame Test	P1 Yes/No	V1 Yes/No	V3 Yes/No	T1 Yes/No	M1 Yes/No	M3 Yes/No	PJ Yes/No	V2J Yes/No
17	No	No	No	No	No	Yes	No	No
18	No	No	No	No	No	Yes	No	No
25	No	No	No	No	No	No	No	No
23	No	No	No	No	No	Yes	No	No
39	No	No	No	No	No	Yes	No	No
44	No	No	No	No	No	No	No	No

Table: Frame Release Assignments 1 - General, Part 2 of 2

Frame Test	V2J Yes/No	TJ Yes/No	M2J Yes/No	M3J Yes/No	PartialFix Yes/No
17	No	No	No	Yes	No
18	No	No	No	Yes	No
25	No	No	No	Yes	No
23	No	No	No	No	No
39	No	No	No	No	No
44	No	No	No	Yes	No

Table: Frame Section Assignments

Frame Test	SectionType Test	AutoSelect Test	AnalSect Test	DesignSect Test	MatProp Test
15	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
17	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
18	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
19	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
23	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
25	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
28	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
29	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
29	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
31	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
32	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
39	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
43	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
41	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
42	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
43	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult
44	Rectangular	N/A	25X28	N/A	Defult

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 1 of 6

SectionName Test	Material Test	Shape Test	I3 Test	I2 Test	It Test	Iw Test
20X23	LEON LAMELLARE	Rectangular	0.220700	0.208000		
28X28	LEON LAMELLARE	Rectangular	0.280700	0.268000		

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 2 of 6

SectionName Test	I2b Test	Itb Test	Area Test	TorsConst Test	I33 Test	I22 Test	AS2 Test
20X23	0.041500	0.002225	0.220700	0.000122	0.000122	0.000122	0.003553
28X28	0.079400	0.002899	0.280700	0.000122	0.000122	0.000122	0.003553

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 3 of 6

SectionName Test	AS3 Test	S33 Test	S22 Test	Z33 Test	Z22 Test	R33 Test	R22 Test
20X23	0.003333	0.001333	0.001333	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
28X28	0.003333	0.000855	0.000855	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 4 of 6

SectionName Test	ConcCol Test	ConcBeam Test	Color Test	TotalWt Test	TotalMass Test	FromFile Test	AMod Test
20X23	No	No	GrayDark	35.91	5.56	No	1.000000
28X28	No	No	GrayDark	57.95	58.46	No	1.000000

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 5 of 6

SectionName Test	A2Mod Test	A3Mod Test	JMod Test	I2Mod Test	I3Mod Test	MMod Test	VMMod Test
20X23	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
28X28	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000

Table: Frame Section Properties 01 - General, Part 6 of 6

SectionName Test	SectinFile Test	Filename Test
20X23		
28X28		

Table: Joint Coordinates, Part 1 of 2

Joint Test	CoordSys Test	CoordType Test	XorR Test	Y Test	Z Test	SpecialJ Test	GlobalX Test
1	GLOBAL	Cartesian	-4.50000	0.00000	0.00000	No	4.50000
2	GLOBAL	Cartesian	-5.00000	0.00000	0.00000	No	4.50000
4	GLOBAL	Cartesian	0.00000	0.00000	1.80000	No	0.00000
11	GLOBAL	Cartesian	-1.17000	0.00000	0.88000	No	-1.17000
14	GLOBAL	Cartesian	-1.17000	0.00000	0.89000	No	-1.17000
15	GLOBAL	Cartesian	0.00000	0.00000	0.68000	No	0.00000
16	GLOBAL	Cartesian	0.00000	0.00000	0.00000	No	0.00000
38	GLOBAL	Cartesian	-0.80000	0.00000	1.08000	No	-0.80000
39	GLOBAL	Cartesian	-0.80000	0.00000	0.23000	No	-0.80000
40	GLOBAL	Cartesian	-2.87000	0.00000	0.54000	No	-2.87000

Joint Test	CoordSys Test	CoordType Test	XorR m	Y m	Z m	Special Yes/No	GlobalX m
41	GLOBAL	Cartesian	1.75000	0.00000	0.00000	No	1.75000
12	GLOBAL	Cartesian	0.00000	0.00000	1.00000	No	0.00000
43	GLOBAL	Cartesian	1.00000	0.00000	0.00000	No	1.00000
42	GLOBAL	Cartesian	2.00000	0.00000	0.00000	No	2.00000
45	GLOBAL	Cartesian	3.00000	0.00000	0.00000	No	3.00000

Table: Joint Coordinates, Part 2 of 2

Joint Test	GlobalX m	GlobalY m
1	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000
4	0.00000	1.00000
11	0.00000	0.00000
14	0.00000	0.00000
15	0.00000	0.00000
16	0.00000	0.00000
38	0.00000	1.00000
39	0.00000	0.00000
40	0.00000	0.00000
41	0.00000	0.00000
42	0.00000	1.00000
43	0.00000	0.00000
44	0.00000	0.00000
45	0.00000	0.00000

Table: Joint Displacements

Joint Test	OutputCase Test	CaseType Test	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
1	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
1	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
1	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
2	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
2	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
2	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
4	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
4	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
4	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
11	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
11	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
11	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
14	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
14	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
14	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
15	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
15	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
15	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

Table: Joint Loads - Force, Part 2 of 2

Joint Test	LoadCase Test	M3 kgm
4	CARICO	0.00
4	SIGMA_ORIZZ_DX	0.00
4	SIGMA_ORIZZ_SK	0.00
38	CARICO	0.00
38	SIGMA_ORIZZ_DX	0.00
38	SIGMA_ORIZZ_SK	0.00
39	CARICO	0.00
39	SIGMA_ORIZZ_DX	0.00
39	SIGMA_ORIZZ_SK	0.00
40	CARICO	0.00
40	SIGMA_ORIZZ_DX	0.00
40	SIGMA_ORIZZ_SK	0.00
41	CARICO	0.00
41	SIGMA_ORIZZ_DX	0.00
41	SIGMA_ORIZZ_SK	0.00
42	CARICO	0.00
42	SIGMA_ORIZZ_DX	0.00
42	SIGMA_ORIZZ_SK	0.00
43	CARICO	0.00
43	SIGMA_ORIZZ_DX	0.00
43	SIGMA_ORIZZ_SK	0.00
44	CARICO	0.00
44	SIGMA_ORIZZ_DX	0.00
44	SIGMA_ORIZZ_SK	0.00
45	CARICO	0.00
45	SIGMA_ORIZZ_DX	0.00
45	SIGMA_ORIZZ_SK	0.00

Table: Joint Pattern Definitions

Pattern Test
DEFAULT

Joint Test	OutputCase Test	CaseType Test	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
13	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
13	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
15	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
38	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
38	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
38	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
39	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
39	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
39	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
40	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
40	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
40	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
41	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
41	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
41	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
42	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
42	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
42	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
43	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
43	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
43	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
44	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
44	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
44	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
45	STAT CA	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
45	SIGMA_O_D	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
45	SIGMA_O_S	Combination	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

Table: Joint Loads - Force, Part 1 of 2

Joint Test	LoadCase Test	CoordSys Test	F1 kgf	F2 kgf	F3 kgf	M1 kgm	M2 kgm
1	CARICO	GLOBAL	0.00	0.00	-1520.00	0.00	0.00
4	SIGMA_ORIZZ_DX	GLOBAL	165.00	0.00	-370.00	0.00	0.00
4	SIGMA_ORIZZ_SK	GLOBAL	-165.00	0.00	-370.00	0.00	0.00
1	CARICO	GLOBAL	0.00	0.00	-1520.00	0.00	0.00
38	SIGMA_ORIZZ_DX	GLOBAL	165.00	0.00	-370.00	0.00	0.00
38	SIGMA_ORIZZ_SK	GLOBAL	-165.00	0.00	-370.00	0.00	0.00
39	CARICO	GLOBAL	0.00	0.00	-1520.00	0.00	0.00
39	SIGMA_ORIZZ_DX	GLOBAL	165.00	0.00	-370.00	0.00	0.00
39	SIGMA_ORIZZ_SK	GLOBAL	-165.00	0.00	-370.00	0.00	0.00
40	CARICO	GLOBAL	0.00	0.00	-1520.00	0.00	0.00
40	SIGMA_ORIZZ_DX	GLOBAL	165.00	0.00	-370.00	0.00	0.00
40	SIGMA_ORIZZ_SK	GLOBAL	-165.00	0.00	-370.00	0.00	0.00

Table: Joint Reactions

Joint Test	OutputCase Test	CaseType Test	F1 kgf	F2 kgf	F3 kgf	M1 kgm	M2 kgm	M3 kgm
1	STAT CA	Combination	-120.00	0.00	710.00	0.00	0.00	0.00
1	SIGMA_O_D	Combination	-120.00	0.00	710.00	0.00	0.00	0.00
1	SIGMA_O_S	Combination	1520.00	0.00	3483.00	0.00	0.00	0.00
2	STAT CA	Combination	0.00	0.00	7287.35	0.00	0.00	0.00
2	SIGMA_O_D	Combination	0.00	0.00	7287.35	0.00	0.00	0.00
2	SIGMA_O_S	Combination	0.00	0.00	8249.85	0.00	0.00	0.00

Table: Joint Restraint Assignments

Joint Test	U1 Yes/No	U2 Yes/No	U3 Yes/No	R1 Yes/No	R2 Yes/No	R3 Yes/No
1	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
2	No	Yes	Yes	Yes	No	Yes

Table: Load Case Definitions

LoadCase Test	DesignType Test	SelfWeight kgf	AutoLoad Test
DEAD	DEAD	1.000000	
CARICO	DEAD	0.000000	
SIGMA_ORIZZ_DX	DEAD	0.000000	
SIGMA_ORIZZ_SK	DEAD	0.000000	

Table: Masses 1 - Mass Source

MassFrom Test
Elements

Table: Material List 1 - By Object Type

ObjectType Test	Material Test	TotalWeight kgf	NumPieces Unit
Frame	STAINLESS METAL	012.89	1

Table: Material List 2 - By Section Property

Section Test	ObjectType Test	NumPieces m	TotalLength m	TotalWeight kgf
23X26	Frame	15	13.26078	573.96
23X30	Frame	2	2.55485	58.91

Table: Material Properties 01 - General, Part 1 of 2

Material	Type	DesignType	UnitMass	UnitWeight	E	U	A
Text	Text	Text	kg/m ³	Ky/m ³	GPa	Unitless	%
ALUM	Isotropic	Aluminum	2.765E+02	2.712E+03	7.01E+07	0.33000	2.35E-02
OLDTRM	Isotropic	ColdFormed	8.0039E+02	7.9490E+03	2.074E+10	0.33000	1.170E-02
CO-VC	Isotropic	Concrete	2.40E+03	2.402E+03	2551259551	0.22000	9.290E-06
FRGNLJAM=1A2-E	Isotropic	Fibre	3.670E+01	3.660E+07	1.0E+08	0.00000	0.000E+00
OTHER	Isotropic	Fibre	2.440E+02	2.409E+03	2551259554	0.23000	9.530E-06
RIBBAR	Uniaxial	Rebar	8.0039E+02	7.9490E+03	2.074E+10	0.00000	1.170E-02
STEEL	Isotropic	Steel	8.0039E+02	7.9490E+03	2.074E+10	0.33000	1.170E-02

Table: Material Properties 01 - General, Part 2 of 2

Material	MDampRatio	VDampRatio	HDampRatio	HDampStiff	NumAdvanc	Color
Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Integers	Int
ALUM	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0 Cyan
OLDTRM	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0 Red
CO-VC	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0 Green
FRGNLJAM=1A2-E	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0 Blue
OTHER	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0 Yellow
RIBBAR	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	1 Magenta
STEEL	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0 Blue

Table: Objects And Elements - Frames

FrameElem	FrameObject	ElemJd	ElemJd
Text	Text	Text	Text
1	10	3	6
2	17	4	8
3	18	6	5
4	19	1	7
5	20	7	2
6	25	4	8
7	26	5	5
8	29	1	9
9	30	9	10
10	31	10	11
11	32	1	4
12	39	3	12
13	40	2	5
14	41	5	13
15	47	15	14
16	43	4	15
17	44	5	2

Table: Objects And Elements - Joints

JointElem	JointObject	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	m	m	m
1		-4.5000	0.00000	0.00000
2	2	4.5000	0.00000	0.00000
3	2	0.0000	0.00000	1.35000
4	11	1.7000	0.00000	0.00000

JointElem	JointObject	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	m	m	m
5	14	1.17000	0.00000	0.00000
6	15	0.00000	0.00000	0.00000
7	18	0.00000	0.00000	0.00000
8	28	-0.00000	0.00000	1.35000
9	39	-0.58000	0.00000	0.28200
10	40	-0.00000	0.00000	0.54800
11	41	-1.78000	0.00000	0.51600
12	42	0.00000	0.00000	1.35000
13	43	1.78000	0.00000	0.51600
14	44	0.00000	0.00000	0.54800
15	45	0.00000	0.00000	0.28200

Table: Program Control, Part 1 of 2

ProgramName	Version	ProgLevel	LicenseOS	LicenseSC	LicenseBR	LicenseHT	CurrUnits
Text	Text	Text	Yes/No	Yes/No	Yes/No	Yes/No	Text
SAP2000	10.0.1	Advanced	Yes	Yes	Yes	No	Kgt, m, C

Table: Program Control, Part 2 of 2

SteelCode	ConcCode	AlumCode	ColdCode
Text	Text	Text	Text
AISC360F43	ACI318-05/IBC 2003	AAAS2000	ABSA5098

ALLEGATO B

PALI DI FONDAZIONE: CAPACITA' PORTANTE CONDIZIONI DRENATE (LUNGO TERMINE)

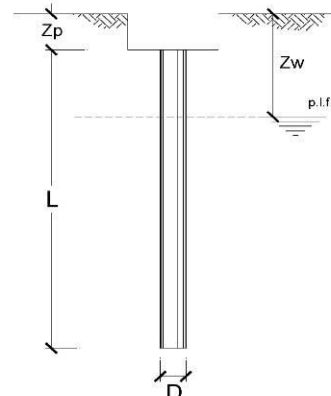
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: PALO L = 12 m - LUNGO TERMINE

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0,60 (m) Area del Palo (A_p): 0,283 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0,00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 20,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 401 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 22 (kN)
 Numero di strati 2 L_{palo} = 12,00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ _G	temporanee variabili γ _Q	ξ	γ _b	γ _s
Stato limite ultimo (EC7)	☐	1,00	1,30	1,50	1,60	1,30
Tensioni ammissibili	☐	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	☒	1,30	1,50	1,40	1,35	1,15



CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)
1	3,50	terreno di riporto	17,50	0,0	25,0	0,0
2	8,50	deposito fluviodeltizi	19,00	20,0	30,0	0,0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,58	0,47		0,6
0,50	0,58		0,6
0,00	0,00		

Risultati				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
54,40				
656,78	21,26	35,08	5436,3	1537,1
0,00	0,00	0,00	0,0	0,0

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base R_{bm} = 1537,1 (kN)
 laterale R_{sm} = 711,2 (kN)
 totale R_{cm} = 2248,3 (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

Q_d = Q_{bm} / (ξ · γ_b) + Q_{lm} / (ξ · γ_s)
 Q_d = 1255,0 (kN)

CARICO ASSIALE AGENTE

N_d = N_G · γ_G + N_Q · γ_Q F_s = Q_d / N_d
 N_d = 554,3 (kN) F_s = 2,26

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0,60 (m)
 Carico sul palo (P): 401,0 (kN)
 Lunghezza del Palo (L): 12,00 (m)
 Lunghezza Utile del Palo (L_u): 8,50 (m)
 Modulo di Deformazione (E): 30,00 (MPa)
 Numero di pali della Palificata (n): 1 (-)
 Spaziatura dei pali (s): 1,8 (m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

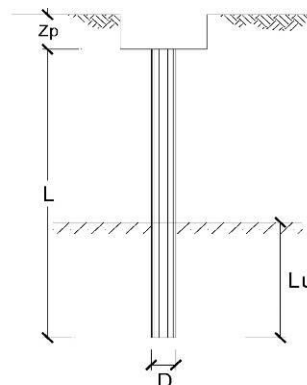
$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \log(L_{utile} / D); \quad 1,65 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile} = 2,60 \text{ (mm)}$$



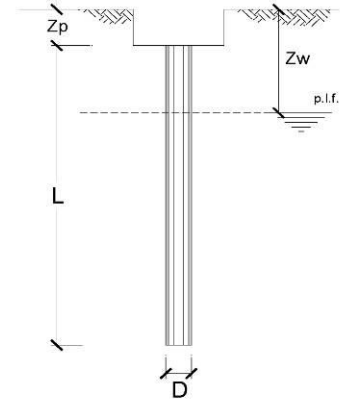
PALI DI FONDAZIONE: CAPACITA' PORTANTE CONDIZIONI NON DRENATE (BREVE TERMINE)

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: PALO L = 12 m - BREVE TERMINE

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0,60 (m) Area del Palo (A_p): 0,283 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 0,00 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 20,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 401 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 22 (kN)
 Numero di strati 2 L_{palo} = 12,00 (m)



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	temporanee variabili	ξ	γ_b	γ_s
Stato limite ultimo (EC7)	☐	1,00	1,30	1,50	1,60	1,30
Tensioni ammissibili	☐	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	☒	1,30	1,50	1,40	1,35	1,15

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)
1	3,50	terreno di riporto	17,50	0,0	25,0	0,0
2	8,50	deposito fluvio dellizi	19,00	0,0	0,0	80,0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,58	0,47		0,6
0,00	0,00		0,6
0,00	0,00		

Risultati				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
54,40				
769,06	0,00	9,00	942,8	266,6
0,00	0,00	0,00	0,0	0,0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{bm} = 266,6$ (kN)
 laterale $R_{sm} = 823,5$ (kN)
 totale $R_{cm} = 1090,0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$Q_d = Q_{bm}/(\xi \cdot \gamma_b) + Q_{lm}/(\xi \cdot \gamma_s)$
 $Q_d = 652,5$ (kN)

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$
 $N_d = 554,3$ (kN)
 $F_s = Q_d / N_d$
 $F_s = 1,18$