



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

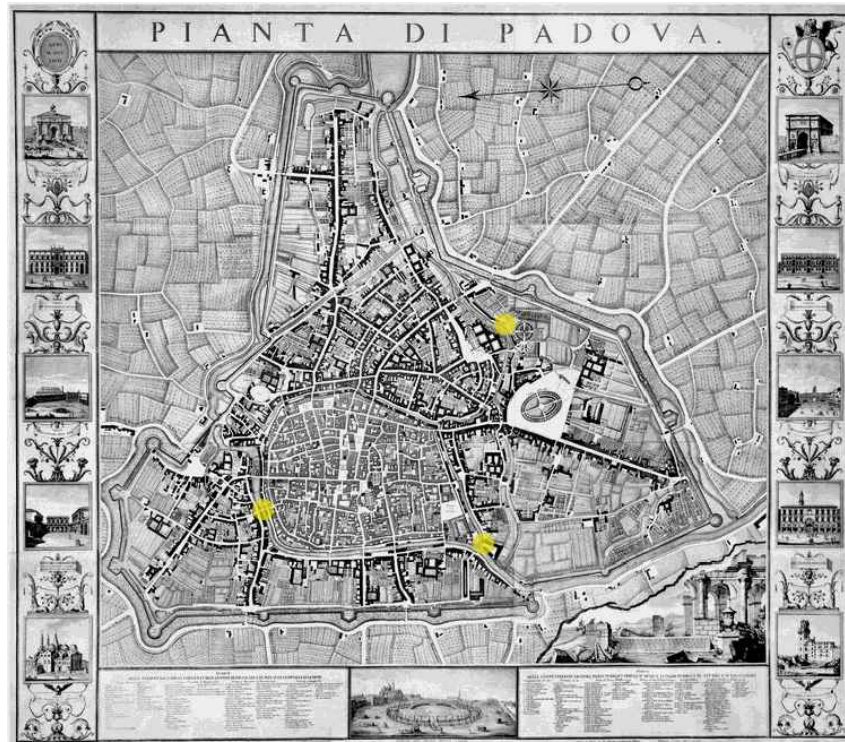


MINISTERO
DELL'INTERNO



COMUNE
DI PADOVA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA
Missione 2 Componente C4 Investimento 2.2



**MANUTENZIONE STRAORDINARIA SU PONTI E
VIADOTTI INTERVENTI MANUTENTIVI
SUI PONTI CITTADINI IN MURATURA**
CUP: H97H20001060001

PROGETTO ESECUTIVO

CODICE OPERA		DATA
LLPP OPI2020-045		NOVEMBRE 2022
DESCRIZIONE ELABORATO <u>PONTE SAN LEONARDO</u> RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - TABULATI		NUMERO 3.2.2
I PROGETTISTI Ing. Fabio Muraro Arch. Francesco Casini	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Roberto Piccolo	IL CAPO SETTORE Ing. Matteo Banfi

INDICE

1	INDICAZIONI SUL CALCOLO E LEGENDA TABELLE	2
2	INPUT / OUTPUT – MODELLO	20

1 INDICAZIONI SUL CALCOLO E LEGENDA TABELLE

Dati: PROGETTO, STRUTTURA, CARICHI (CCE e CCC) - AZIONI CONSIDERATE IN ANALISI SISMICA

Dati PROGETTO

I dati del Progetto consentono l'impostazione della tipologia della struttura voltata. In particolare:

Tipologia = qualifica la struttura come Volta cilindrica (a botte), suddivisa idealmente in più archi (detti: Archi Ideali), o come Singolo Arco.

Geometria della curva: arco = identifica la curva descrittiva dell'arco (sezione trasversale della Volta).

Dati STRUTTURA

I dati della struttura voltata sono organizzati in **9 gruppi (Volta, Arco, Piedritti/Pile/Spalle, Contorno, Muratura (1), Muratura (2), Rinforzi, Cedimenti, Timpano)**.

Volta

Tipologia strutturale = la volta è qualificata come generica, ad es. le strutture voltate degli edifici, oppure come struttura portante di un ponte, stradale o ferroviario.

N° di Condizioni di Carico Elementari (CCE), N° di Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari (CCC) = i carichi vengono descritti nel seguito, nel paragrafo: 'Dati Carichi';

Profondità: Ly = indica la profondità della Volta (dimensione in pianta in direzione Y). La somma delle profondità Ly dei singoli Archi Ideali costituenti la Volta coincide necessariamente con la profondità della Volta. Nel caso di Arco Singolo, ovviamente, la profondità della Volta coincide con la profondità del Singolo Arco, tranne il caso di archi definiti per punti o policentrici, dove le profondità possono essere variate per ogni singolo concio (arco per punti) o per ogni singolo arco di circonferenza componente (policentrico);

Numero di Archi Ideali di calcolo = indica il numero di archi in cui viene suddivisa la struttura voltata. Tale numero è pari a 1 nel caso di Singolo Arco.

Dati Archi Ideali:

Ly = profondità del singolo Arco Ideale;

Catena = se attivata, indica il contributo statico di una catena (tirante metallico);

d, Z, fyd = dati della catena: diametro, quota assoluta (rispetto allo zero del riferimento XZ) e tensione di snervamento.

Nel caso di catene non aventi sezione circolare (ad es. quadrelli) occorre specificare un diametro 'equivalente' in modo che la sezione metallica resistente sia identica.

Il procedimento numerico scarterà i casi di catene compresse (ritenute in sbandamento per carico di punta, e quindi inefficaci) ed eseguirà la verifica a trazione confrontando l'eventuale tensione di trazione (=sforzo normale diviso l'area del tondino) con la resistenza allo snervamento specificata in input.

Arco

Contiene i parametri che, in base alla tipologia, descrivono la configurazione geometrica dell'arco.

Di seguito riportiamo, per ogni tipologia, l'elenco dei parametri in input (cioè dei parametri modificabili dall'Utente; altri parametri, per ogni tipologia di arco, vengono derivati dai dati in input, ad esempio: gli angoli di imposta per l'arco circolare a sesto ribassato).

- Arco Circolare a tutto sesto (spessore costante o variabile)

Freccia (coincide con il raggio di intradosso); spessore all'imposta; spessore in chiave. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro della circonferenza di intradosso. Se l'arco ha spessore variabile (spessore d'imposta maggiore dello spessore in chiave), il centro della circonferenza d'estradosso ha Z negativa (sull'asse Z, è localizzato in un punto sottostante l'origine). Se l'arco ha spessore costante, il centro della circonferenza d'estradosso coincide con l'origine, cioè con il centro della circonferenza di intradosso.

- Arco Circolare a sesto ribassato (spessore costante o variabile)

Freccia; corda; spessore all'imposta; spessore in chiave. Lo spessore all'imposta è la lunghezza del giunto (interfaccia del concio) all'imposta, misurata sul raggio della circonferenza di intradosso. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro della circonferenza di intradosso.

- Arco Circolare zoppo (spessore costante)

Freccia; corda (la corda si riferisce alla proiezione orizzontale dell'intradosso compresa fra il punto d'imposta di intradosso a quota inferiore e la chiave dell'arco); altezza di imposta sinistra; altezza di imposta destra; spessore. L'altezza d'imposta rappresenta la distanza verticale fra i vertici estremi d'intradosso. Solo una delle due altezze d'imposta (la sinistra o la destra) può essere diversa da zero. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro comune delle circonferenze di intradosso e di estradosso.

- Arco Circolare a sesto acuto (spessore costante)

Freccia; corda (la corda si riferisce sempre alla distanza fra i vertici estremi di intradosso. Qualora gli angoli alle imposte non siano 180° per la sinistra e 0° per la destra, si dovrà fare riferimento all'estensione degli archi di circonferenza d'intradosso fino all'orizzontale passante per i centri delle due circonferenze corrispondenti ai semiarchi di destra e di sinistra); angolo d'imposta sinistro; angolo d'imposta destro (per archi a sesto acuto simmetrici a sviluppo completo, si avrà: angolo d'imposta sinistro pari a 180° e destro pari a 0°); spessore. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nell'intersezione della retta orizzontale congiungente i centri dei due semiarchi con l'asse verticale dell'arco determinato dall'interfaccia in chiave (asse di simmetria nel caso di semiarchi uguali). Qualunque sia il criterio di suddivisione dell'arco in conci, viene sempre predisposta un'interfaccia lungo l'asse verticale Z.

- Arco Circolare a sesto acuto (spessore variabile)

Parametri analoghi al caso dell'arco a sesto acuto a spessore costante, con i seguenti significati per gli spessori: lo 'spessore in chiave s,c' è la lunghezza di interfaccia in chiave (misurato in direzione verticale, lungo l'asse Z); lo 'spessore s' coincide con lo spessore all'imposta orizzontale. Se dunque, con riferimento all'imposta sinistra, l'angolo di imposta non è pari a 180°, si deve idealmente proseguire la circonferenza di intradosso fino all'asse X, e lo spessore rappresenterà la distanza dell'estradosso in direzione orizzontale.

- Arco Policentrico

Angolo di imposta sinistro; numero di Archi Elementari (=archi di circonferenza componenti la policentrica); Raggi, Angoli, Spessori e Profondità degli Archi Elementari. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice di intradosso iniziale del primo Arco Elementare (il n°1, arco iniziale più a sinistra).

- Arco Ellittico (spessore costante o variabile)

Freccia; corda (la corda si riferisce sempre alla distanza fra i vertici estremi di intradosso, cioè all'asse orizzontale dell'ellisse di intradosso); angolo d'imposta sinistro (gli angoli di imposta si riferiscono all'ellisse media, cioè all'asse dell'arco); angolo d'imposta destro; spessore all'imposta (è lo spessore all'imposta orizzontale. Se dunque, con riferimento all'imposta sinistra, l'angolo di imposta non è pari a 180°, si deve idealmente proseguire l'arco d'ellisse di intradosso fino all'asse orizzontale dell'ellisse (asse X), e lo spessore rappresenterà la distanza dell'estradosso in direzione orizzontale); spessore in chiave. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel centro dell'ellisse.

- Arco Per Punti

Angolo di imposta sinistro; angolo di imposta destro; profilo di estradosso continuo (in caso affermativo, la curva di estradosso collega con continuità i conci senza scalini dovuti alle variazioni di spessore); numero di Punti; Coordinate Intradosso, Spessori e Profondità in corrispondenza dei Punti. L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è automaticamente posta nel vertice di intradosso iniziale.

- Piattabanda

Luce inferiore; luce superiore; spessore all'imposta; spessore in chiave. Gli spessori sono misurati in direzione verticale; quello all'imposta, a partire dall'origine degli assi (cioè dal vertice d'intradosso iniziale), e quello in chiave lungo l'asse di simmetria (asse verticale di mezzeria). L'origine del sistema di riferimento assoluto XZ è posta nel vertice iniziale (sinistro) d'intradosso.

In questo gruppo di dati vengono inoltre specificati eventuali **conci da non sottoporre a verifica**: $n-m$ (conci compresi fra n e m inclusi, con $n \leq m$). Ad es.: "1-3 28-29" significa: conci 1,2,3 e 28,29. Nel caso di un solo concio: $n=m$, e quindi ad es. per il concio n° 1 si specifica 1-1. L'utilizzo di conci esclusi dalle verifiche consente di rilevare comunque le azioni prodotte dall'arco nei conci non sottoposti a verifica, azioni che possono essere utilizzate per verifiche a parte, considerando l'interazione con altre strutture che insistono localmente garantendo l'equilibrio. E' possibile **limitare l'esclusione dalle verifiche al solo attrito** (ad es. nel caso di rinforzi in intradosso che si oppongono allo slittamento dei conci), ma eseguire la verifica di stabilità e, se richiesta, la verifica di compressione.

Per i ponti: Fattore di difformità γ_C per l'arcata = esprime la verifica di conformità alla regola d'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015). Grazie alle formule di riferimento e alla procedura indicata nelle linee guida CNR-DT 213, viene calcolato questo fattore attribuito, in forma moltiplicativa, al fattore di confidenza F_C per ottenerne il valore di progetto, secondo quanto specificato in §8.1.2 delle CNR-DT 213.

Piedritti, Pile, Spalle

Contiene i parametri che descrivono le strutture d'imposta della Volta. Per la volta generica, i piedritti sono costituiti da muri, nel caso di struttura voltata estesa, o da colonne (ad es. il caso del Singolo Arco); per i ponti, i piedritti sono spalle, nel caso delle campate iniziale e finale o del ponte monocampata, oppure pile, nel caso di campate intermedie di ponti multicampata.

Nel caso dei **ponti**, il **tipo di piedritto** viene specificato in input. La **spalla** può essere **tozza o alta**: a seconda della qualifica, nella verifica sismica viene adottato un idoneo schema di azione sismica proveniente dal terreno a tergo della spalla.

Separatamente per piedritto sinistro e per piedritto destro, vengono specificati i seguenti parametri.

- Altezza;

- **Tipologia della sezione** (Rettangolare, Circolare, Ottagonale). Per la sezione Rettangolare: dimensione lungo l'asse X (L_x) superiore (sommità) e inferiore (base), e dimensione lungo l'asse Y (L_y). Per la sezione Rettangolare è quindi possibile specificare piedritti a sezione variabile linearmente in altezza; è inoltre possibile specificare se la superficie d'intradosso (interna alla Volta) è verticale: questo parametro ha influenza ovviamente solo nel caso di sezione variabile in altezza. Per la sezione Rettangolare è inoltre possibile specificare se il piedritto è unico oppure viene suddiviso in porzioni corrispondenti agli Archi Ideali che vi si impostano. Se il piedritto è unico (non diviso), tutte le azioni di imposta provenienti dai vari Archi Ideali vengono composte sulla sezione di sommità del piedritto stesso. Per la sezione Circolare, viene richiesto il diametro; per la sezione Ottagonale, il lato. Nel caso di Volta composta da più Archi Ideali, la sezione dei piedritti è obbligatoriamente rettangolare;

- **Distanza d_X** fra superficie interna del piedritto e punto di intradosso dell'imposta dell'arco;

- **Dimensioni della fondazione**: altezza e dimensioni lungo X e lungo Y.

Per i ponti: Fattore di difformità γ_C per i piedritti = esprime la verifica di conformità alla regola d'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015). Grazie alle formule di riferimento e alla procedura indicata nelle linee guida CNR-DT 213, viene calcolato questo fattore attribuito, in forma moltiplicativa, al fattore di confidenza F_C per ottenerne il valore di progetto, secondo quanto specificato in §8.1.2 delle CNR-DT 213. La distinzione fra piedritto sinistro e destro permette di definire l'appropriato valore di γ_C , e quindi di F_C , per ognuno dei due piedritti.

Contorno

Questo gruppo di dati contiene i parametri che descrivono le strutture di contorno: **Rinfianchi, Sottofondo, Pavimentazione**.

I rinfianchi (o riempimento) sono definiti dal volume sovrastante l'arco fino al massimo alla quota di estradosso in chiave (o fino ad una quota inferiore rispetto alla linea orizzontale di chiave, quota definita dalla distanza dalla linea di chiave stessa).

Si parla, più propriamente, di 'rinfianchi' quando la struttura di contorno assume valenza strutturale, mentre il 'riempimento' corrisponde a materiale avente semplicemente la funzione di peso sull'arco. E' noto che il peso del rinfianco o riempimento svolge un ruolo generalmente benefico sulla statica dell'arco, stabilizzandone la curva delle pressioni (anche se una massa eccessiva potrebbe non essere favorevole per il comportamento sismico della struttura). Le strutture sovrastanti (sottofondo, pavimentazione) si impostano immediatamente sopra la linea di chiave dell'arco.

In SAV, rinfianchi, sottofondo e pavimentazione svolgono un ruolo di puro carico nei confronti dell'unico elemento strutturale analizzato, cioè l'arco. Nella realtà, tali sovrastrutture esercitano anche un ruolo di vincolo e, in certi casi, di struttura resistente. Per esempio, la verifica sismica condotta sul solo arco in presenza di una solidarizzazione alla muratura di contorno (è il caso di un arco inserito come apertura nella facciata di un edificio) è sicuramente a vantaggio di sicurezza, in quanto nella realtà la funzione strutturale dell'arco verrà 'integrata' dalla collaborazione col resto della struttura.

L'utilizzo di spinte passive dovute al riempimento sovrastante l'arco, come azioni in input, può rappresentare la capacità dei rinfianchi di opporsi alla formazione del cinematismo di collasso e quindi contribuire alla stabilità dell'arco. Nell'ambito di questo gruppo vi è in input il **coefficiente k_p per spinta passiva dal riempimento dell'arco**.

Lo spessore di sottofondo e/o pavimentazione può contribuire alla diffusione dei carichi applicati, pensati agenti sulla superficie superiore della struttura (quindi, p.es. sopra la pavimentazione). Un carico generico (di superficie, lineare o concentrato) verrà infatti diffuso a 45° entro tale spessore, qualora la corrispondente opzione sia attivata nella definizione del carico stesso (nell'ambito di definizione delle CCE).

Per i ponti: terreno a tergo della spalla.

I parametri che descrivono il terreno a tergo della spalla sono finalizzati alla definizione delle spinte del terreno che insistono sulle spalle del ponte. Le spinte sono statiche e sismiche, e si distinguono in spinta attiva o a riposo, e spinta passiva.

Nel comportamento statico, la spalla del ponte viene normalmente deformata verso il terreno dall'azione spingente dell'arco: questo determina l'interpretazione del terreno nei confronti del ponte come vincolo che ostacola la rotazione del piedritto verso l'esterno (con formazione di cerniera alla base del piedritto, identificata dalla curva delle pressioni tangente al bordo del piedritto dalla parte del terreno, cioè dalla parte esterna del sistema arco+piedritti). La funzione di vincolamento corrisponde agli effetti di una spinta passiva, che per sua stessa natura è una reazione assimilabile a vincoli diffusi lungo l'altezza.

Nei calcoli di verifica di opere geotecniche o comunque di strutture interagenti con il terreno adiacente, la spinta passiva viene considerata, a favore di sicurezza, solo in percentuale non superiore al 50% (§6.5.3.1.1. NTC18), frequentemente assunta $\leq 30\%$. Di fatto, la percentuale di spinta passiva che può essere considerata ai fini della verifica di sicurezza corrisponde alla reazione del terreno effettivamente mobilitata per assicurare l'equilibrio della struttura: pertanto, nel campo delle soluzioni equilibrate del sistema arco+piedritti sarà sufficiente, ove possibile, individuare la percentuale di spinta passiva che genera un effetto stabilizzante sulla curva delle pressioni nel piedritto, impedendo la formazione della cerniera alla base del piedritto.

Nel software SAV la percentuale di spinta passiva viene specificata in input: per l'analisi statica, in corrispondenza dei dati di ogni singola CCC (ogni CCC può infatti mobilitare una diversa percentuale di spinta passiva, in relazione all'equilibrio sotto l'azione dei carichi della CCC

stessa), e per l'analisi sismica (svolta secondo le combinazioni univoche +X e -X definite dalla [2.5.7] in §2.5.3 di NTC18) nei dati in input del terreno.

Per consentire diverse ipotesi progettuali, in analisi statica SAV permette comunque la modellazione della spinta del terreno come spinta attiva o a riposo, in alternativa alla passiva. In particolare, la spinta a riposo può essere significativa per spalle massicce, che potrebbero essere considerate praticamente indeformabili, ossia rigide.

Si osservi che la spinta passiva considerata in percentuale non dovrebbe scendere sotto il valore della spinta a riposo: il terreno infatti eserciterà comunque un'azione sul piedritto, sia che si tratti di un'azione vera e propria (spinta attiva o a riposo) o sia che si tratti invece di una reazione (spinta passiva): gli effetti del terreno sono in ogni caso stabilizzanti nei confronti dei meccanismi prodotti dalla struttura voltata, e questo ben si comprende osservando il meccanismo che si instaura in un arco su piedritti non confinato, con rotazione dei piedritti verso l'esterno a causa delle spinte alle imposte dell'arco, in confronto con lo stesso sistema confinato però dal terreno adiacente ai piedritti (tipico dei ponti).

Nel comportamento sismico, la spinta passiva viene automaticamente considerata solo a valle (quindi: nel piedritto sottovento, ossia: a destra per sisma +X, a sinistra per sisma -X): essa riguarda quindi il terreno verso cui l'azione sismica spinge; a monte, SAV considera invece la spinta attiva, in quanto gli effetti sismici dinamici mobilitano lo spostamento della struttura nel suo insieme verso valle e quindi attivano l'azione spingente del terreno verso la spalla sopravvento, mentre la spalla sottovento riceve il vincolo dal terreno a valle e quindi la reazione della spinta passiva.

Nel caso di spalla alta, la spinta sismica viene calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe, definendo un coefficiente di spinta attiva, attraverso un'estensione al caso sismico della teoria statica di Coulomb: tale spinta è rappresentata da un andamento triangolare con risultante posta a 1/3 dell'altezza rispetto alla fondazione; nel caso di spalla tozza, la spinta sismica viene rappresentata con la teoria di Wood e corrisponde ad un andamento costante (diagramma rettangolare), con risultante posta a metà altezza, che si somma alla spinta triangolare statica; lo schema seguente riassume le due ipotesi.



I dati del ponte sono i seguenti:

Angolo di attrito interno Φ'

Coefficiente parziale $\gamma_{\Phi'}$ = normalmente assunto pari a 1.25; viene applicato alla tangente di Φ' , come indicato in EC7 UNI EN 1997-1:2005 Appendice A, §A.2. Lo **stato limite di equilibrio (EQU)** è il riferimento per l'analisi limite del sistema voltato del ponte, in accordo con CNR-DT 213, §3.5.1 (vd. nel seguito nella descrizione delle CCC).

Il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del terreno risulta pertanto pari all'angolo: $\Phi'_d = \arctg(\tg\Phi' / \gamma_{\Phi'})$.

Angolo d'attrito terra-paramento δ = normalmente assunto pari a $(2/3)\Phi'_d$

Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale β

L'angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte ψ è determinato dalle dimensioni della spalla in sommità e alla base definite in input

Peso specifico del terreno

Spinta statica: a riposo = se questo parametro è selezionato, la scelta della spinta attiva nelle CCC corrisponde alla spinta a riposo. Il coefficiente di spinta a riposo K_0 , evidenziato da SAV, costituisce un riferimento sotto al quale l'azione del terreno nei confronti del piedritto non dovrebbe scendere (anche qualora si consideri come ipotesi progettuale una percentuale di spinta passiva). In analisi sismica non viene mai considerata la spinta a riposo, ma a monte del verso dell'azione (+X o -X) la spinta è sempre attiva e calcolata secondo la teoria sismica competente (Mononobe-Okabe o Wood)

Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica (in analisi statica tale percentuale viene definita in ogni singola CCC)

Inizio spinta dal sottofondo = come ipotesi progettuali alternative, è possibile considerare la spinta del terreno a partire dalla quota della superficie orizzontale di estradosso del sottofondo sopra il riempimento (vd. strutture di contorno dell'arco). Se questo parametro non viene selezionato, la spinta inizia a partire dalla superficie orizzontale di estradosso del riempimento.

In SAV non viene in alcun caso considerato, ai fini della quota di sommità di inizio spinta, lo spessore della pavimentazione.

Muratura (1), (2)

I gruppi di dati Muratura contengono i parametri che descrivono il materiale murario: (1) della Volta; (2) dei Piedritti.

- **Resistenza media a compressione f_{cm}** = può essere nota da prove sperimentali, oppure ricavata da formulazioni proposte in Normativa.

La Normativa Italiana ha aggiornato i dati riguardanti la muratura esistente nella tabella C8.5.1 della Circ.7 del 21.1.2019; tuttavia si deve tener presente che tali parametri fanno riferimento a 'pareti murarie portanti' e quindi per le murature degli archi la situazione può essere anche molto diversa. Si pensi ad esempio agli archi con giunti a secco, dove la resistenza a compressione diventa quella tipica della pietra, con valori certamente più elevati rispetto a quelli proposti dalla Norma citata.

Una metodologia idonea per il calcolo delle proprietà meccaniche delle murature è fornita dall'Indice di Qualità Muraria: il riferimento normativo agli indicatori di qualità muraria è fornito dalla Circ. 2019 in §C8.5.3.1.

Per ottenere la resistenza a compressione di progetto f_{cd} si divide f_{cm} per γ_M (definito nei Parametri di Calcolo e distinto fra Analisi Statica e Analisi Sismica) e per F_c , oltre a γ_D (**coefficiente di degrado**) nel caso dei ponti (si osservi che il coefficiente di degrado dei ponti può essere assunto come utile riferimento anche per stati di degrado di volte generiche). Il coefficiente di degrado assume secondo le CNR-DT 213 valori compresi fra 1.00 e 1.20 ed è definito in §6.5.4. Se il ponte è in buone condizioni d'uso non si considerano azioni di degrado (§3.6.4 delle CNR-DT 213) e quindi si può porre $\gamma_D=1.00$.

- **Fattore di Confidenza F_c** . Se si adotta l'ipotesi di Resistenza a Compressione infinita, ossia: non si esegue la Verifica a Compressione (scelta effettuata nei Parametri di Calcolo) il valore di F_c deve essere quello corrispondente a LC1: 1.35 [§C8.7.1.2.1.3]. Se invece si esegue la verifica a compressione, il che equivale a considerare una resistenza a compressione finita, si potrà utilizzare il valore di F_c corrispondente all'effettivo livello di conoscenza con cui si è valutata la resistenza a compressione. Oltre che sulle resistenze di progetto, il valore di F_c

influisce in analisi sismica sulla cinematica del meccanismo di collasso: a valori di F_C minori corrispondono accelerazioni spettrali di attivazione del meccanismo di collasso più elevate.

Per i ponti, il fattore di confidenza viene inoltre influenzato dal coefficiente di difformità γ_C .

- Peso Specifico

- **Coefficiente d'attrito a livello dei giunti:** f = il coefficiente d'attrito f è definito come la tangente dell'angolo d'attrito interno φ fra due blocchi (conci) consecutivi, ed è utilizzato per le verifiche a scorrimento. Nel caso di presenza di malta, il valore di progetto normalmente utilizzato è 0.40; nel caso di muratura a secco occorre inserire l'angolo d'attrito fra blocchi di pietra.

Per ottenere il valore di progetto f_d del coefficiente d'attrito è possibile, a seconda della scelta effettuata nei Parametri di Calcolo (scheda Verifiche), applicare o meno il coefficiente di sicurezza γ ottenuto moltiplicando γ_M (definito nei Parametri di Calcolo e differenziato fra Analisi Statica e Analisi Sismica) per F_C .

La riduzione dovuta al coefficiente di sicurezza può essere evitata qualora il valore in input del coefficiente d'attrito sia già il valore di progetto ($f_d=f$): in tal caso, il valore di progetto del coefficiente d'attrito f_d è identico in analisi statica e in analisi sismica. Per i ponti, un valore di riferimento per il coefficiente d'attrito in assenza di sperimentazione specifica è fornito nella CNR-DT 213 in §8.3.2 al punto b)ii) e in §8.6.2, ed è pari a 0.50.

Rinforzi

Il gruppo di dati Rinforzi consente la descrizione delle eventuali strutture di rinforzo previste per l'arco consolidato.

I rinforzi sono distinti in due gruppi:

- rinforzi di superficie, che interessano la superficie di intradosso o di estradosso dell'arco;
- rinforzi puntuali, caratterizzati da catene o rinforzi localizzati.

Per ogni Arco Ideale costituente la Volta, è possibile definire una catena nel gruppo dati 'Volta'. Le catene negli archi possono essere inserite contemporaneamente agli altri rinforzi di superficie o localizzati.

Nella scheda Rinforzi è possibile specificare alternativamente tre tipologie:

- **cappa in calcestruzzo**, in estradosso o intradosso, avente un certo spessore; se la corrispondente opzione è selezionata, la cappa è armata con la rete elettrosaldata specificata (considerata per default in acciaio B450C);
- **nastri in composito fibrorinforzato** a matrice polimerica (FRP) o inorganica - cementizia (FRCM), posti in estradosso oppure in intradosso;
- **rinforzi a trazione localizzati** su una o più interfacce tra i conci, in estradosso o in intradosso.

Dal punto di vista dell'analisi strutturale, nel procedimento di calcolo sarà possibile accettare trazioni nel lato rinforzato, fermo restando il vincolo di garantire che la muratura sia sempre compressa (cioè che vi siano solo sforzi di compressione nel lato sola muratura). Le trazioni, laddove insorgano sul lato rinforzato, saranno utilizzate per la verifica della struttura di rinforzo, e più precisamente per la verifica: della rete e.s. nel caso della cappa, dei nastri tesi nel caso dei compositi fibrorinforzati, degli sforzi di trazione in confronto con le corrispondenti resistenze nel caso dei rinforzi localizzati.

Per la rete e.s. il confronto dello sforzo di trazione sarà svolto con la capacità di resistenza della rete, con riferimento al numero di tendini incontrati lungo la profondità dell'arco e alla tensione di snervamento dell'acciaio B450C (391 N/mm²; infatti: $f_{yk}=450$ N/mm² (§11.3.2.1 D.M.17.1.2018), $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=450/1.15=391$ N/mm²; §3.2.7 EC2 e §2.4.2.2(1) EC2 per γ_s ; §4.1.2.1.1.3 D.M.17.1.2018).

La **cappa** può non essere armata (assenza di rete): in tal caso, l'incremento di sicurezza della struttura è legato all'aumento del carico, i cui effetti possono essere favorevoli staticamente ma di dubbia efficacia se non sfavorevoli dal punto di vista sismico (aumento della massa). Le verifiche competenti al rinforzo riguardano solo la tensione di compressione nel calcestruzzo.

Le tensioni di compressione competenti ad uno sforzo normale di compressione agente nella biella posta nella superficie consolidata (estradosso o intradosso) vengono calcolate ipotizzando una distribuzione uniforme nella cappa di calcestruzzo e confrontate, per la verifica di sicurezza, con f_{cd} , resistenza di progetto del calcestruzzo, il cui valore è calcolato secondo §4.1.2.1.1: $f_{cd} = \eta * \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$

con: $\alpha_{cc} = 0.85$, $\gamma_c = 1.5$; il coefficiente η vale 0.80 nel caso di soletta con spessore inferiore a 50 mm., 1.00 altrimenti.

Per **FRP / FRCM**, lo sforzo sarà confrontato con la resistenza a trazione di progetto, distinta nei casi di estradosso ed intradosso e nei valori competenti al tipo di Analisi, Statica o Sismica (questo perché la resistenza di trazione per delaminazione è influenzata dalla resistenza di progetto della muratura e quindi dal coefficiente parziale di sicurezza γ_M che può assumere valori diversi tra Statica e Sismica).

L'elaborazione di calcolo prevede in tal caso la possibilità di definire le superfici di rinforzo ottimali, necessarie a garantire la verifica di resistenza a trazione. Tali superfici costituiscono il riferimento per l'intervento strettamente necessario: tuttavia i nastri in FRP vengono tuttavia frequentemente estesi lungo l'arco e il rinforzo con FRCM interessa in generale l'intera superficie voltata. Per i rinforzi con FRP / FRCM i dati richiesti sono i seguenti:

- **Spessore** = nel caso di più strati sovrapposti, occorre specificare lo spessore complessivo;
- **Resistenza a trazione di progetto in estradosso, in intradosso** (distinta per Analisi Statica e Sismica) = è la resistenza di progetto, calcolata preventivamente e inserita in input, riferita al rinforzo in estradosso o in intradosso. Si possono specificare entrambe, anche se nel calcolo verrà ovviamente utilizzata solo quella che si riferisce alla posizione del rinforzo.

La resistenza in intradosso è generalmente inferiore a quella in estradosso, a causa della curvatura dell'arco; un utile riferimento per la resistenza in caso di superfici curve e rinforzi in intradosso con FRCM è dato dalle CNR-DT 215/2018 (§13).

Cedimenti

Il gruppo di dati Cedimenti consente la definizione di cedimenti alle imposte e in alternativa di eventuali sconnessioni applicate all'arco come dati in input.

I cedimenti possono essere di tipo traslazionale, orizzontali e/o verticali, e/o di tipo rotazionale, in entrambi i versi.

Il valore positivo indica un cedimento verso l'esterno per la componente orizzontale e per quella rotazionale, verso il basso per la verticale. E' possibile applicare cedimenti soltanto nel caso di volta costituita da un singolo arco, dove non sia specificata una catena attiva, non siano previsti interventi di rinforzo e sia stata definita una sola combinazione di condizioni carico statica.

L'analisi dei cedimenti, preventiva all'elaborazione di calcolo della struttura e condotta per la combinazione di carico statica, esamina la formazione delle tre cerniere che, a seguito del cedimento in input, rendono isostatico l'arco.

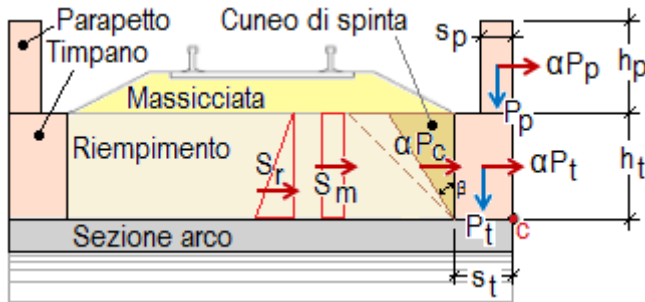
Sulla configurazione isostatica dell'arco viene poi eseguita l'elaborazione di calcolo statica e sismica, condotta sull'assetto geometrico originario; questa impostazione richiede che i cedimenti in input siano di entità contenuta rispetto alle dimensioni geometriche. Per cedimenti statici di dimensioni maggiori la corretta analisi dell'arco richiede che lo stato di equilibrio sia studiato nella configurazione deformata: sono disponibili i risultati statici in termini di curva delle pressioni e spinte sulle imposte; è inoltre possibile eseguire l'analisi del cedimento limite, assegnando un moltiplicatore a uno o più cedimenti: tale analisi consiste nell'incremento progressivo del moltiplicatore fino a determinare una configurazione non più equilibrata dovuta alla fuoriuscita della curva delle pressioni in un'ulteriore interfaccia, oltre le tre caratterizzate dalle cerniere che si sono generate all'inizio del processo deformativo.

Oltre all'analisi dei cedimenti, SAV consente in input la definizione della perdita di una o più iperstaticità nell'arco assegnando da 1 a 3 cerniere in altrettante interfacce, ognuna indipendentemente in estradosso o in intradosso; su tale configurazione vengono eseguite le analisi statica e sismica.

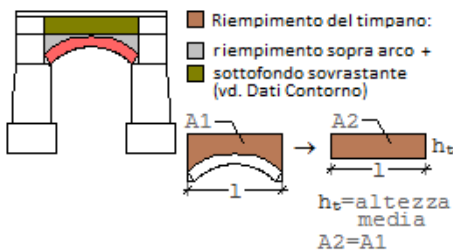
Timpano

Il gruppo di dati Timpano si riferisce ai ponti in muratura e consente la definizione dei dati in input riguardanti questo componente della

struttura del ponte (indicato nell'immagine seguente), particolarmente significativo per le analisi di vulnerabilità e per il comportamento sismico del ponte in direzione trasversale.



Seguendo le indicazioni reperibili nelle Norme RFI, il timpano viene trasformato in un paramento murario equivalente (fig. seg.) calcolandone l'altezza media come rapporto fra l'area di timpano coinvolta dal meccanismo di collasso e la luce totale dell'arco.



I parametri in input sono i seguenti:

- geometria: spessore e altezza del timpano; spessore della massicciata gravante sul cuneo di spinta; spessore e altezza dell'eventuale parapetto murario sovrastante il timpano;
- materiali: pesi specifici della muratura, del riempimento e della massicciata (ballast, nel caso dei ponti ferroviari);
- altri parametri: angolo d'attrito interno con corrispondente coefficiente parziale; fattore di comportamento q ; fattore di confidenza F_c . Il fattore di comportamento q può essere assunto pari a 1.0 se si considera il timpano come elemento murario a mensola, oppure 2.0 se gli si attribuisce la qualità di paramento murario esterno (riferimento normativo: tab. C7.2.1 in §C7.2.3 della Circ.2019); in alternativa si può scegliere un valore intermedio, ad es. pari a 1.5: la scelta del fattore q determina la capacità sismica, definita in termini di accelerazione dalla relazione: $\alpha_0 \cdot q / F_c$, dove α_0 è il moltiplicatore di collasso ottenuto dall'analisi cinematica del timpano. Il fattore di confidenza può assumere valore distinto per il timpano rispetto alle altre strutture del ponte, a seconda ovviamente del livello di conoscenza di questo specifico componente strutturale.

Dati CARICHI

I dati sui Carichi vengono suddivisi in: Condizioni di Carico Elementari (CCE), e Combinazioni di Condizioni di Carico elementari (CCC). Nelle CCE vengono definiti i vari carichi in input.

CCE (Condizioni di Carico Elementari)

I carichi agenti sulla struttura voltata sono articolati in: **carichi di superficie** (verticali), **lineari** (verticali e orizzontali) e **concentrati** (verticali e orizzontali). I carichi verticali insistono sull'estradosso della struttura voltata, e più esattamente alla quota Z dell'estradosso della pavimentazione, eccetto i carichi concentrati verticali assegnati direttamente a conci: questi carichi vengono applicati nel baricentro dei conci stessi. Per ognuno dei carichi verticali è possibile specificare se eseguire la diffusione a 45° nello spessore sovrastante la linea di chiave (spessore determinato da sottofondo e/o pavimentazione). In tal caso, se tale spessore è >0, il carico da diffondere, di qualunque tipo sia, genera un'area di carico (diventando di fatto un carico di superficie), poiché la diffusione a 45° opera in tutte le direzioni. Per ognuno dei carichi è possibile inoltre specificare se è affetto da moltiplicatore verticale e le analisi nelle quali deve essere considerato (statica, sismica +X, sismica -X).

Carichi di superficie: DimX, DimY, X, Y, q,Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X

DimX, DimY = dimensioni dell'area rettangolare di carico;

X, Y = coordinate in pianta del vertice inferiore sinistro dell'area di carico (t.c. il baricentro di carico è posto a: $(X+DimX/2), (Y+DimY/2)$);

q,Z (kN/m²) = carico verticale di superficie;

Diff. a 45° = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

Molt. vert. = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, il carico è considerato corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

Carichi lineari: Lungo X, Dim, X, Y, q,X, q,Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X, Pied.Sx, Pied.Dx

Lungo X = orientamento del carico, secondo X se affermativo, secondo Y altrimenti;

Dim = lunghezza della linea di carico;

X, Y = coordinate in pianta del vertice sinistro del carico (t.c. il baricentro è posto a: $(X+Dim/2), Y$ per carichi secondo X; $X, (Y+DimY/2)$ per carichi secondo Y);

q,X, q,Z (kN/m) = componenti orizzontale e verticale del carico lineare uniformemente distribuito. La componente orizzontale q,X è positiva verso destra; la componente verticale q,Z è positiva verso il basso;

Diff. a 45° = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

Molt. vert. = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale;

Pied.Sx, Pied.Dx = per i ponti, indica se il carico lineare viene esteso anche alla massa sovrastante i piedritti sinistro e destro. Questi

parametri consentono l'estensione del carico stradale o ferroviario sulla zona a monte o a valle dell'arco.

Carichi concentrati: X, Y, P.X, P.Z, Diff. a 45°, Molt. vert., Stat., Sism.+X, Sism.-X

X,Y = coordinate in pianta del punto di applicazione del carico;

P.X, P.Z (kN) = componenti orizzontale e verticale del carico concentrato. La componente orizzontale P.X è positiva verso destra; la componente verticale P.Z è positiva verso il basso;

Diff. a 45° = indica se il carico si diffonde a 45° negli spessori della pavimentazione e del sottofondo;

Molt. vert. = indica se il carico è affetto da moltiplicatore verticale (per l'analisi statica con calcolo del moltiplicatore di collasso);

Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. In caso affermativo, la componente verticale è considerata corrispondente ad una massa e si traduce in forze orizzontali inerziali attraverso il moltiplicatore sismico in direzione orizzontale.

Carichi aggiuntivi sui piedritti: azioni concentrate (verticali e/o orizzontali) derivanti ad esempio da strutture sovrastanti o da spinte di strutture a volta adiacenti a quella esaminata; il punto di applicazione è posto ad una quota misurata rispetto alla sommità del piedritto e positiva verso il basso (quindi Quota=0 per le azioni sulla sezione di sommità), ossia controversa all'asse di riferimento globale Z

Pied.sx, Fx, Fz, Ex, Ey, Quota, Stat., Sism.+X, Sism.-X

Pied.sx = sinistro se affermativo, destro altrimenti;

Fx, Fz (kN) sono le due componenti (+/-) del carico aggiuntivo sul piedritto:

Fx = componente orizzontale (secondo X), nel piano della struttura voltata, positiva se agente verso l'interno della struttura voltata;

Fz = componente verticale (secondo Z), positiva se agente verso il basso;

Ex, Ey = eccentricità (+/-) del punto di applicazione del carico aggiuntivo. Ex è la distanza dall'intradosso dell'arco, positiva verso l'interno della struttura voltata; Ey è la distanza dall'asse X (in pianta, l'asse X è posto nel piano d'imposta del fronte anteriore della struttura voltata, ossia, in altri termini, in basso, nella pianta, all'inizio della struttura);

Quota = quota (+/-) del punto di applicazione del carico rispetto alla sommità del piedritto, positiva verso il basso (controversa all'asse Z);

Stat. = indica se il carico offre contributo all'analisi statica;

Sism.+X, -X = indica se il carico offre contributo all'analisi sismica +X / -X. Questo carico viene direttamente applicato in analisi sismica, senza moltiplicatori orizzontali.

La **tabella delle CCE** è così composta:

N°, Commento, Psi,2 (quasi perm.), P.p. volta, P.p. rinf.sx, P.p. rinf.dx, P.p. sottof., P.p. pavim., Carichi di superficie, Carichi lineari, Carichi concentrati, Car.aggiuntivi sui piedritti

dove:

Psi,2 (S.L.U.) = con riferimento alla Normativa (§2.5.2, §2.5.3) è un coefficiente che tiene conto della probabilità di presenza del carico in fase sismica. Verrà posto pari a 0 per le CCE che non si vuole influiscano sull'analisi sismica; altrimenti, assumerà i valori Psi,2 = 1, per carichi permanenti, e Psi,2<1 per carichi variabili. Per condurre una corretta analisi sismica, le CCE dovranno quindi essere suddivise almeno in tante condizioni di carico quanti sono i gruppi di carico corrispondenti a valori di Psi,2 distinti (in genere: una CCE per i carichi permanenti, una per ogni tipo di carico variabile indipendente);

P.p. volta, P.p. rinf.sx, P.p. rinf.dx, P.p. sottof., P.p. pav. = opzioni che definiscono l'influenza dei pesi propri nella CCE. Ai pesi propri non viene mai associato il moltiplicatore dei carichi verticali (che per suo stesso significato fisico sarà applicato a carichi di natura variabile, non a permanenti), ma viene invece sempre associato il moltiplicatore dei carichi orizzontali (trattandosi di masse permanenti);

Carichi di superficie, Carichi lineari, Carichi concentrati, Car.aggiuntivi sui piedritti = carichi specificati in input in dettaglio, secondo le indicazioni di cui sopra.

CCC (Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari)

L'**Analisi Statica** viene eseguita per tutte le CCC (Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari) specificate. E' possibile studiare anche più tipi di combinazioni (p.es. con mezzi rinfianchi, o con alcuni carichi piuttosto che altri).

Per ogni CCC si può calcolare, se richiesto nei Parametri di Calcolo, il moltiplicatore di carico verticale facendo crescere tutti i carichi affetti da Molt. vert. contenuti nelle CCE che costituiscono la CCC.

In accordo con la Normativa vigente (§2.5.3), i coefficienti di combinazione delle CCC possono coincidere con i **coefficienti parziali per le azioni** γ_G e γ_Q . Ciò presuppone che le CCE siano state distinte per i diversi contributi di carico: permanenti e variabili. Normalmente i permanenti vengono conglobati in un'unica CCE, la n°1, che contiene quindi pesi propri e carichi permanenti non strutturali.

Con riferimento agli stati limite ultimi di tipo STR, possono essere utilizzati i seguenti coefficienti:

- per i carichi permanenti (tutti): $\gamma_G=1.0$ se favorevoli, $\gamma_G=1.3$ se sfavorevoli; in generale, nei confronti delle strutture voltate i carichi permanenti, normalmente distribuiti su tutta la luce, svolgono ruolo favorevole, e quindi si adotta direttamente il valore 1.0;

- per i carichi variabili: $\gamma_Q=0.0$ se favorevoli (come avviene in genere nel caso di carichi distribuiti sull'intera luce dell'arco); $\gamma_Q=1.5$ se sfavorevoli (ad esempio nel caso di distribuzioni uniformi parzialmente agenti sulla luce dell'arco oppure nel caso di carichi concentrati). Una possibile scelta riguarda la definizione di due CCC distinte, una con $\gamma_Q=0.0$ e l'altra con $\gamma_Q=1.5$.

Nel caso dei ponti esistenti in muratura si fa riferimento ai seguenti contenuti normativi:

- NTC18: §5, Circ. 2019: §C5.

Si rileva in particolare:

- i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU γ_G e γ_Q per i ponti stradali (Tab. 5.1.V) e per i ponti ferroviari (Tab. 5.2.V). Con riferimento allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), nel quale viene inquadrata l'analisi limite condotta da SAV, valori significativi dei coefficienti sono i seguenti: per i carichi permanenti: 0.9 se favorevoli (ad es. pesi propri, che sono distribuiti su tutto l'arco e tendono a stabilizzarlo) e 1.1 se sfavorevoli (ai fini della verifica di resistenza, un maggior carico verticale può impegnare maggiormente la resistenza della sezione trasversale); per le azioni variabili da traffico stradale: 1.35 se sfavorevoli (ad es.: carichi concentrati eccentrici, o carichi distribuiti nel caso di verifiche di resistenza) e 0.00 se favorevoli (ad es.: carichi distribuiti ai fini delle verifiche di stabilità); per le azioni variabili nei ponti ferroviari: 1.45 se sfavorevoli e 0.00 se favorevoli. Per i ponti, si osservi che in §3.9.2 della CNR-DT 213 si evidenzia che per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come sistema articolato (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle tab. citate 5.1.V (ponti stradali) e 5.2.V (ponti ferroviari);

- per le azioni sismiche dei ponti stradali (§5.1.3.12): normalmente si assume $\psi_2=0$, eccetto il caso delle zone urbane di intenso traffico per le quali $\psi_2=0.2$. Per il carico variabile dei ponti ferroviari si assume $\psi_2=0.2$ (§5.2.2.8);

- per gli stati limite ultimi nei ponti, le linee guida CNR-DT 213/2015 in §3.5.1 indicano gli stati limite che devono essere considerati sono i seguenti (si riporta un estratto):

"(...) A) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte; B) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti o dell'insieme della struttura; C) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni.

Per i ponti murari esistenti si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi: (Rif.: par. 2.6.1. NTC2008):

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;

- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;

– lo stato limite di resistenza del terreno: GEO.

Lo stato limite EQU include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato. Nel caso dei ponti in muratura deve essere verificato attraverso l'equivalente Teorema Statico del Calcolo a Rottura, verificando la esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario. In questo senso la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR.(...)"

Pertanto, per i coefficienti parziali γ_G e γ_Q è possibile fare riferimento al solo EQU sia per le verifiche di stabilità sia per le verifiche di resistenza (compressione e attrito).

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione relativi alla spinta statica del terreno, si considera che la spinta attiva o a riposo, o la spinta passiva, esercitano un'azione che ai fini del comportamento del sistema arco+piedritti può essere considerata favorevole nei confronti della stabilità. Tuttavia, la spinta passiva viene già applicata solo in parte (percentuale inferiore al 50% e normalmente posta $\leq 30\%$), ed il coefficiente parziale 0.9 che secondo lo schema EQU corrisponde ai carichi permanenti (cui la spinta del terreno può essere assimilata) favorevoli, viene applicato automaticamente da SAV alla sola spinta attiva o a riposo.

Dati: Carichi nei Conci (CCE)

Per ogni Arco Ideale, i dati sui Carichi nei Conci si riferiscono alle forze generate dalle varie CCE nei conci.

Queste forze vengono tra loro combinate secondo i coefficienti delle Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari, al fine di determinare le azioni di calcolo dei conci, utilizzate direttamente nel procedimento risolutivo dell'analisi strutturale. I carichi nei conci non sono dati in input diretto, ma derivano dai dati sulla struttura voltata e sulle CCE. Insieme ai carichi, vengono anche riportate le coordinate del baricentro dei conci nel sistema di riferimento assoluto XZ.

Per ogni carico, il parametro Dx indica l'eccentricità della retta d'azione verticale del carico rispetto al baricentro del concio. Dx è positiva se la retta d'azione del carico si trova a destra rispetto al baricentro (ossia è definita da un'ascissa positiva). Nel caso di P.p., peso proprio della Volta, il carico, per sua stessa natura, è applicato nel baricentro del concio e quindi ha eccentricità nulla.

In dettaglio, i carichi sono i seguenti:

Carichi Permanenti: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione:

- **P.p.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio dell'arco (ossia del concio stesso). Per sua stessa natura, questo carico ha eccentricità nulla in quanto il peso proprio è applicato nel baricentro;
- **P.p. rinf.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del rinfianco (o riempimento);
- **P.p. sottof.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;
- **P.p. pavim.** = Carico sul concio determinato dal peso proprio del sottofondo;

Carichi di Superficie:

- **Q sup.** = Carico sul concio verticale determinato dai Carichi di Superficie, distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx;

Carichi Lineari:

- **Q lin.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Lineari verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

Carichi concentrati:

- **P conc.Z, X** = Carico sul concio verticale Z e orizzontale X determinato da Carichi Concentrati verticali e orizzontali; il carico verticale è distinto in componente affetta da moltiplicatore e componente non affetta da moltiplicatore, con le corrispondenti posizioni Dx; per il carico orizzontale sono specificate le componenti considerate nelle diverse analisi: statica, sismica +X e sismica -X.

AZIONI CONSIDERATE IN ANALISI SISMICA

L'Analisi Sismica viene eseguita per 1 sola combinazione, considerando agenti:

- a) i carichi verticali corrispondenti a tutte le CCE affetti dai valori ψ_2 corrispondenti, e che siano stati definiti attivi in analisi sismica (+X e/o -X);
- b) i carichi orizzontali attivi in analisi sismica, che restano invariati nel corso dell'analisi (cioè indipendenti dal moltiplicatore orizzontale). In pratica, con i carichi di cui al punto a) si calcolano tutte le azioni verticali nei conci; ognuna di queste azioni viene poi moltiplicata per il moltiplicatore orizzontale in input, per ottenere la corrispondente azione sismica (agente in direzione orizzontale X). Alle forze orizzontali di origine inerziale si sommano i contributi delle forze b).

L'analisi sismica consiste nella determinazione del moltiplicatore di collasso: il moltiplicatore viene fatto crescere progressivamente sino a raggiungere la configurazione di collasso.

Il moltiplicatore di collasso della struttura voltata, sia per carichi verticali, sia per carichi orizzontali, viene sempre determinato con riferimento alla Volta, come minimo valore fra tutti i moltiplicatori determinati per gli archi ideali costituenti la Volta, distintamente fra le tre analisi possibili (Statica, Sismica +X, Sismica -X).

E' inoltre possibile eseguire un'analisi con sole forze orizzontali corrispondenti ad un valore prefissato del moltiplicatore orizzontale, se la corrispondente opzione è stata selezionata nei Parametri di Calcolo.

Oltre alla componente sismica orizzontale, SAV consente l'**analisi sismica considerando anche la componente verticale**, i cui effetti possono essere considerati pari al 100% oppure al 30%. Considerando che la Normativa vigente assegna un valore identico alle accelerazioni al suolo orizzontale e verticale (D.M. 17.1.2018, §3.2.3.2.2), l'algoritmo di calcolo implementato in SAV si basa sul fatto che il moltiplicatore verticale delle masse inerziali è legato al moltiplicatore orizzontale secondo lo stesso rapporto che lega tra loro accelerazione strutturale verticale e accelerazione strutturale orizzontale. Più in dettaglio, il procedimento di calcolo è il seguente.

Si faccia riferimento ad un concio di un arco (fig. 1) sottoposto ad un carico P agente nel suo baricentro. Considerando carichi statici e azioni sismiche orizzontali e verticali, le forze agenti durante un passo incrementale di analisi sismica caratterizzato dal moltiplicatore α in direzione orizzontale sono le seguenti: forza peso P, forza inerziale orizzontale αP (in fig.: direzione e verso: +X) e forza inerziale verticale $\alpha_v P$.

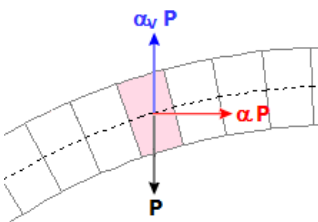


Fig.1

α_v è legato ad α : infatti il rapporto tra le forze inerziali verticale e orizzontale, entrambe corrispondenti al peso P, è pari al rapporto fra le accelerazioni spettrali S_{ez} e S_{ex} .

Nel caso di un arco posto con vincolo alle imposte posto a quota $Z=0$, lo spettro elastico viene calcolato per il periodo $T=0$, e quindi si ha:

$$(1) \quad \alpha_v / \alpha = [\kappa \cdot S_{ez}(0)] / S_{ex}(0)$$

dove κ è il fattore di combinazione del sisma verticale Z con il sisma orizzontale X, che, secondo quanto osservato in precedenza, può essere assunto pari a 0.30 oppure 00 qualora si ritenga opportuno considerare effetti sismici verticali presenti in modo completo e simultaneo con gli orizzontali.

Dalle formulazioni normative degli spettri di risposta, si ricava:

$$(2) \quad \alpha_v / \alpha = (\kappa \cdot a_g \cdot S_v) / (a_g \cdot S)$$

dove: S_v ed S sono i fattori di suolo che tengono conto della categoria di sottosuolo (S_s) e delle condizioni topografiche (S_T) rispettivamente per lo spettro verticale e per lo spettro orizzontale. Si osservi che per il verticale, diversamente dall'orizzontale, si assume sempre un coefficiente di sottosuolo unitario. La (2) si semplifica quindi in:

$$(3) \quad \alpha_v / \alpha = \kappa / S_s$$

Se invece l'arco murario ha imposte vincolate alla quota Z e la costruzione intera cui l'arco appartiene è caratterizzata dal periodo fondamentale in direzione orizzontale T_{1X} , ipotizzando per la costruzione stessa un periodo proprio verticale basso (i modi verticali presentano sempre alte frequenze) tale da poter considerare un comportamento rigido in direzione Z, il rapporto fra le accelerazioni spettrali diviene:

$$(4) \quad \alpha_v / \alpha = (\kappa \cdot a_g \cdot S_v) / [S_{ex}(T_{1X}) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma]$$

dove $\psi(Z)$ è il corrispondente modo di vibrazione secondo X normalizzato ad uno in sommità della costruzione ($\psi(Z)=Z/H$, con H altezza della costruzione stessa) e γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale.

All'inizio del processo incrementale di SAV, per un dato moltiplicatore α , α_v deriva dalla (3) o dalla (4), a seconda della posizione in quota dell'arco.

(i) Nel caso della (3) il rapporto tra i due moltiplicatori è costante qualunque sia il valore di α : pertanto, nel corso del processo incrementale, variando α - e quindi le forze inerziali orizzontali - si può corrispondentemente calcolare α_v per determinare le forze inerziali verticali; al termine del processo incrementale si ottiene il valore di collasso di α , da cui si ricava infine la capacità in termini di PGA ($a_g \cdot S$).

(ii) Nel caso della (4) si segue inizialmente la stessa procedura illustrata al punto precedente (i).

In questo caso, però, alla capacità ottenuta $a_g \cdot S$ può corrispondere un diverso valore del rapporto α_v / α , che - secondo la (4) - dipende dal valore di a_g . In pratica, quindi, è avvenuto che nel corso del calcolo della capacità (la procedura incrementale) si è utilizzato un rapporto costante tra moltiplicatore verticale e orizzontale dipendente dalla domanda, nota però solo al termine della procedura.

E' quindi necessario ripetere l'analisi incrementale, correggendo il rapporto tra moltiplicatori in base al valore della capacità appena calcolato al termine della prima procedura.

Si giunge così ad un nuovo valore di $a_g \cdot S$ e quindi del rapporto α_v / α , e così via: la riesecuzione delle procedure incrementali termina quando il rapporto α_v / α si è stabilizzato e a questo punto è stata determinata la soluzione corretta.

Mentre l'analisi incrementale viene considerata secondo un verso prefissato, +X o -X, le contemporanee forze verticali potranno avere nei diversi concetti verso generico: verso l'alto (alleggerimento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso il basso) oppure verso il basso (aggravamento del carico verticale, causato dalla forza d'inerzia dovuta all'accelerazione verso l'alto). In linea di principio non ha giustificazione fisica ritenere che tutto il campo di forze verticali sia equiverso. L'incertezza sull'orientamento delle forze verticali rende necessario adottare diverse ipotesi di lavoro alla ricerca della situazione più sfavorevole. Le opzioni disponibili nei Parametri di Calcolo di SAV sono le seguenti: campo di forze equiverse verso l'alto, oppure equiverse verso il basso o dipendenti dal cinematismo.

L'ipotesi di verso delle forze verticali legato al cinematismo appare particolarmente significativa.

Infatti, il meccanismo attivato dal moltiplicatore di collasso mostrerà un preciso campo di spostamento dei concetti, con rotazioni cinematiche intorno alle cerniere formatesi nel corso dei degni progressivi.

Alcuni gruppi di concetti tenderanno a muoversi verso il basso, altri verso l'alto. Il campo di forze d'inerzia verticali a favore di sicurezza seguirà tale spostamento: gli effetti della componente sismica verticale saranno infatti massimi quando le corrispondenti forze tenderanno ad abbassare ancora più i concetti che si abbassano (forze di aggravamento, verso il basso) e ad innalzare ancor più quelli che si innalzano (forze di alleggerimento, verso l'alto).

La forma esatta del meccanismo di collasso (cinematismo) è nota tuttavia solo ad analisi avvenuta, ma trattandosi di una struttura ad arco, con comportamento qualitativamente definibile a priori, è possibile evitare processi iterativi innescati sulla forma del cinematismo ipotizzando specifiche modalità secondo cui il cinematismo si manifesta nel verso di applicazione delle forze orizzontali.

Come risulta dall'immagine seguente, nel caso di sisma nel verso +X, ottenuto applicando solo azioni inerziali orizzontali, il meccanismo di collasso presenta un abbassamento nella parte sinistra e un innalzamento nella parte destra; nel caso -X avviene il viceversa.

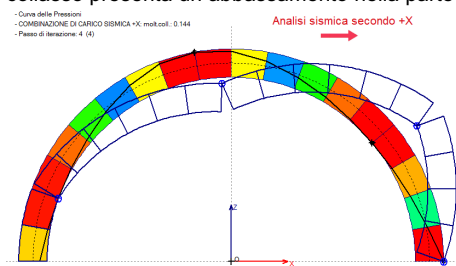


Fig. 2

Tracciando quindi nella mezzeria della luce l'asse verticale dell'arco, si possono distinguere il gruppo di concetti in abbassamento ulteriore sotto forze verticali verso il basso dall'altro gruppo con comportamento opposto. Questa modalità di applicazione delle forze sismiche verticali garantisce risultati a favore di sicurezza. Il campo di forze inerziali verticali che a favore di sicurezza può essere applicato sull'arco al fine di eseguire un'analisi sismica che tenga conto di entrambe le componenti orizzontale e verticale è rappresentato in figura seguente, ed è identificabile nelle ipotesi di SAV come campo di forze verticali dipendenti dal cinematismo.

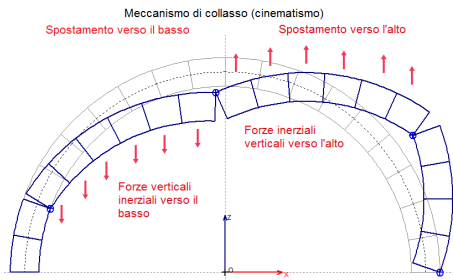


Fig. 3

Per quanto riguarda i **ponti**, l'azione sismica verticale, se considerata, viene applicata, a favore di sicurezza, in modo tale da alleggerire il piedritto a monte e aggravare il piedritto a valle. Per entrambe le componenti, orizzontale e verticale, SAV calcola automaticamente le forze sismiche delle masse che insistono sulle spalle.

PARAMETRI DI CALCOLO

GENERALI

> Schematizzazione geometrica

Generazione conci (-1=conci di uguale lunghezza, 0=numero di conci specificato)

Per conci di uguale lunghezza: - lunghezza conci (cm)

Controllo di conci tutti uguali

Per numero di conci specificato: - numero di conci

L'opzione 'numero di conci specificato' è consigliabile in particolare per le configurazioni simmetriche, in modo che la suddivisione dei conci in chiave rispetti l'asse di simmetria.

Piedritti: conci ideali di uguale lunghezza, pari a:

Lunghezza conci piedritto sx (cm), Lunghezza conci piedritto dx (cm)

> Tipo di Analisi

L'**Analisi Statica** viene sempre eseguita. **Moltiplicatore di collasso in direzione verticale** = indica se è richiesta l'elaborazione del moltiplicatore di collasso in direzione verticale

Analisi Sismica. Fasi di esecuzione dell'analisi sismica:

(1) determinazione del moltiplicatore di collasso nella direzione orizzontale X (XZ=piano dell'arco), nei due versi +X e -X, per ognuno dei seguenti comportamenti:

- per l'arco: stabilità (sempre valutata), attrito, compressione e trazione nei rinforzi (se richiesti);
- per i piedritti, sinistro e destro separatamente (se l'analisi e verifica dei piedritti è stata richiesta): stabilità (sempre valutata), attrito, compressione e trazione nei rinforzi (se richiesti);
- per il timpano (nel caso dei ponti): stabilità (meccanismo di collasso: ribaltamento fuori piano).

Distintamente per i diversi elementi: arco, piedritti e timpano, a partire dal moltiplicatore di collasso (pari al minimo fra i vari comportamenti a stabilità, compressione, attrito esaminati per un dato elemento) viene elaborato il confronto fra capacità e domanda che conduce alla definizione dell'indicatore di rischio sismico ζ_E , confrontato con il valore target specificato in input;

(2) analisi del sistema voltato (arco + piedritti se considerati nelle verifiche) sia sotto il moltiplicatore di collasso dell'arco, sia sotto forze orizzontali corrispondenti ad un moltiplicatore prefissato dei carichi verticali (**Moltiplicatore orizzontale dei carichi**). Nel caso in cui venga eseguita anche l'analisi e la verifica dei piedritti, è possibile impostare tale **moltiplicatore prefissato pari al moltiplicatore di collasso** del sistema arco+piedritti. In tal modo SAV propone in dettaglio i risultati relativi sia al moltiplicatore di collasso dell'arco, sia del sistema complessivo arco+piedritti.

E' possibile considerare la **Componente sismica verticale**, con effetti al 100% o al 30%, con forze sismiche verticali verso l'alto, oppure verso il basso o dipendenti dal cinematico.

> Dati Edificio

Numero piani dell'edificio. Per il coefficiente di partecipazione modale 'gamma' [§C7.2.10] può essere adottato il valore semplificato in base al numero di piani N (cfr. scheda Verifiche): $\gamma = 3N/(2N+1)$.

Altezza complessiva della struttura rispetto alla fondazione [§C7.3.3.2] H (m):

H viene utilizzata per il calcolo della funzione $\psi(Z)=(Z/H)$ che descrive in modo approssimato il primo modo di vibrazione.

Per il periodo proprio T_1 dell'intera struttura può essere adottato il valore semplificato secondo §C7.3.3.2 (cfr. scheda Verifiche).

Imposta Sinistra della struttura voltata: Quota da fondazioni (m)

In analisi sismica al collasso, l'altezza di imposta viene utilizzata per la determinazione dell'altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal cinematico ed il resto della struttura.

> Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento [§2.4]

Vita Nominale V_N (anni)

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV), da cui segue il Coefficiente d'uso C_U e il periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R=V_N \cdot C_U$

SISMICA

> **Impostazione dello Spettro di Risposta elastico** (componente orizzontale) (F_0, S, T_B, T_C, T_D : 1= dipendenti da a_g , 2= indipendenti da a_g)
1 = questa opzione caratterizza l'applicazione della **Normativa Tecnica Italiana** (D.M. 17.1.2018, con riferimento al reticolo sismico pubblicato nel testo del D.M. 14.1.2008): F_0, S, T_B, T_C, T_D dipendenti da a_g [§3.2.3.2.1] => $S_e(T)$ non lineare con a_g .
Se F_0, S, T_B, T_C, T_D per i vari T_R coincidono con i valori definiti automaticamente dai criteri della Normativa, si può valutare una capacità in termini di P_{GA} e di T_R strettamente conforme alla Normativa stessa
2 = questa opzione può essere utilizzata per applicare l'**EuroCodice 8**, dove il legame fra a_g, T_R e i parametri di spettro non è espresso in modo continuo su un reticolo sismico: F_0, S, T_B, T_C, T_D indipendenti da a_g (definiti in corrispondenza di SLV) => $S_e(T)$ lineare con a_g . E' possibile valutare la capacità in termini di P_{GA} . Questa opzione si applica automaticamente, assumendo - per F_0, S, T_B, T_C, T_D - i valori definiti in corrispondenza di SLV, anche qualora non tutti tali parametri per i vari T_R coincidano con i valori definiti automaticamente dai criteri della Normativa.

> Determinazione dell'Azione Sismica

Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50 (gradi sessadecimali)

Tipo di interpolazione

1 = media ponderata §All.A.[3]

2 = superficie rigata §CA

Tab.2, All.B

0 = località non in Tab.2, All.B

1-20 = isola (località posta in Tab.2, All.B), con la seguente convenzione:

1=Arcipelago Toscano, 2=Isole Egadi, 3=Pantelleria, 4=Sardegna, 5=Lampedusa, 6=Linosa, 7=Ponza, 8=Palmarola, 9=Zannone, 10=Ventotene, 11=Santo Stefano, 12=Ustica, 13=Tremiti, 14=Alicudi, 15=Filicudi, 16=Panarea, 17=Stromboli, 18=Lipari, 19=Vulcano, 20=Salina

Valori dei parametri a_g (*g), F_0 , T_C^* (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:

NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di a_g, F_0, T_C^* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

P, VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR §3.2.1

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento V_R .

Valori dei parametri a_g, F_0, T_C^* e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite §3.2

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti T_R (anni), a_g (*g), F_0, T_C^* e S, T_B, T_C, T_D (periodi in sec.)

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) §3.2.2

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) §3.2.2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2

Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1

Microzonazione sismica

Definizione di P_{GA} : la P_{GA} (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione tiene conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S: $a_g * S$ ($S = S_s * S_T$)

VERIFICHE

> Verifiche di Sicurezza

Oltre alla Verifica di Stabilità, sempre eseguita, possono essere condotte anche le verifiche ad Attrito (Taglio nei giunti) e a Compressione della muratura.

Verifica ad Attrito: utilizzando i valori dei tagli e degli sforzi normali competenti alla configurazione stabile dell'arco, è possibile eseguire la verifica per scorrimento (o verifica ad attrito) dei giunti.

Affinché tale tipo di verifica sia soddisfatto, occorre che il taglio T sia inferiore alla forza di attrito ($f \cdot N_c$), dove per f si assume il coefficiente di attrito della malta interposta fra i mattoni o i conci di pietra, o del concio sul concio nel caso di assenza di interposizione di malta (conci in mutuo contrasto tra loro). Il valore di f è in input nei Dati Struttura. Si ha: $f = \tan \varphi$, dove φ è l'angolo di attrito interno; per le malte si assume in genere: $\varphi = 35^\circ$, da cui: $f = 0.7$. In altri termini, i lati del poligono funicolare dovranno formare un angolo minore di 35° con le normali alle sezioni dell'arco (cioè alle interfacce) se non si vuole avere uno scorrimento fra i conci.

N_c è lo sforzo normale di compressione: se la sezione è interamente compressa, N_c è dato dalla somma degli sforzi nelle due bielle ortogonali d'interfaccia, altrimenti N_c è fornito dalla sola biella compressa. A resistere al taglio non è infatti l'azione interna sforzo normale N, ma la risultante delle compressioni.

Con un'apposita opzione (**Applicare γ_M e F_C per il calcolo del coefficiente d'attrito di progetto**) è possibile scegliere un coefficiente di sicurezza γ (e la verifica diviene: $T \leq f \cdot N / \gamma$), composto da due contributi ($\gamma = \gamma_M * F_C$): il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M (differenziato fra Analisi Statica e Analisi Sismica; uguale per volta e piedritti) e il fattore di confidenza F_C (differenziato tra volta e piedritti: per i due sistemi può essere diverso, infatti, il livello di conoscenza conseguito).

E' possibile ignorare tale coefficiente di sicurezza qualora il valore in input del coefficiente d'attrito sia già riferito ad un valore di progetto, direttamente utilizzabile in sede di verifica.

Verifica a Compressione: se eseguita viene considerata una resistenza a compressione finita della muratura.

In una data configurazione di equilibrio stabile, per ogni sezione dell'arco è noto lo sforzo normale, composto - secondo la modellazione adottata in SAV - dai due contributi della biella di estradosso e di quella di intradosso.

Lo sforzo normale può essere utilizzato per la stima della tensione di compressione della muratura, da confrontarsi con la resistenza di progetto f_{md} .

La reale distribuzione tensionale nella muratura è incognita, tuttavia è possibile utilizzare lo stato di sollecitazione ricavato dall'analisi per elaborare un diagramma tensionale coerente al comportamento elastoplastico del materiale murario non reagente a trazione, secondo lo

schema rappresentato in figura seguente (f_m indica la resistenza).

Il comportamento elastico lineare-plastico (triangolo-rettangolo) è governato dalle seguenti equazioni che forniscono il momento resistente in funzione dello sforzo normale lungo le curve delle frontiere (fig. seg.):

definendo lo sforzo di compressione massimo: $N_u = f_m \cdot L \cdot t$

(s =spessore della sezione nel piano di flessione, t = spessore in profondità), si ha:

> Stato limite elastico (SLE) a sezione interamente reagente:

per $N \leq (N_u/2)$: $M = N \cdot s/6$, per $N \geq (N_u/2)$: $M = s/6 \cdot (N_u - N)$. Momento massimo: $M = N_u \cdot s/12$ per $N = N_u/2$

> Stato limite elastico (SLE) a sezione parzialmente reagente:

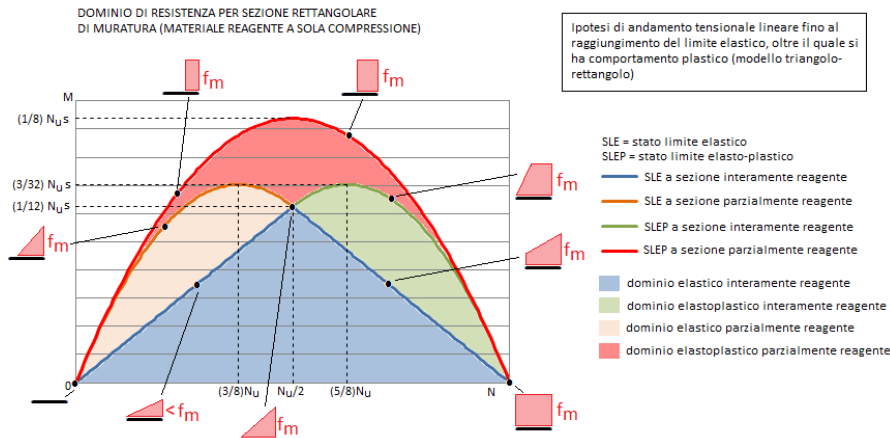
$M = N \cdot s/2 \cdot [1 - 4 \cdot N / (3 \cdot N_u)]$. Momento massimo: $M = 3/32 \cdot N_u \cdot s$ per $N = 3/8 \cdot N_u$

> Stato limite elastoplastico (SLEP) a sezione interamente reagente:

$M = s/2 \cdot (N_u - N) \cdot [1 - 4/3 \cdot (N_u - N) / N_u]$. Momento massimo: $M = 3/32 \cdot N_u \cdot s$ per $N = 5/8 \cdot N_u$

> Stato limite elastoplastico (SLEP) a sezione parzialmente reagente:

$M = N \cdot s/2 \cdot (1 - N/N_u)$. Momento massimo: $M = N_u \cdot s/8$ per $N = N_u/2$.



La sezione è parzializzata quando l'eccentricità di N è maggiore di $s/6$, s =spessore nella sezione di calcolo (per l'arco o per il piedritto: rappresenta lo spessore nel piano di flessione).

Lo studio della stabilità dell'equilibrio dell'arco non rinforzato può prevedere la formazione di cerniere: in corrispondenza di tali sezioni, la curva delle pressioni è tangente alla superficie dell'arco (esterna o interna) e la tensione di compressione nell'interfaccia tende teoricamente ad infinito. Non vi sarebbe quindi alcuna possibilità di soddisfare la verifica a compressione.

In realtà, è possibile precisare il percorso di verifica con le seguenti considerazioni.

Sperimentalmente, si è visto che in una sezione fessurata - sia essa rinforzata e quindi con apertura contrastata, o non rinforzata e quindi con apertura libera (cerniera) - le tensioni si spalmano su una quota-parte dello spessore s pari a $s/3$ (laddove una cerniera ideale prevederebbe tensioni infinite, concentrate in una linea) (riferimento bibliografico: P.Faccio, P.Foraboschi: "Volte a botte ed archi. Analisi agli stati limite ultimi di volte in muratura con rinforzi in FRP", Riv. L'Edilizia, De Lettera Editore, maggio / giugno 2000; N° 5/6; anno XIV; pp. 48-56).

In SAV, in corrispondenza delle sezioni dove è presente trazione, sia nel caso di rinforzo che non, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, supposto appunto pari a $s/3$.

Per le interfacce limitrofe, dove la curva delle pressioni, pur allontanandosi dal bordo, resta ad esso molto vicina con tensioni di calcolo assai elevate, è possibile adottare lo stesso schema di schiacciamento. In SAV, una apposita opzione di calcolo:

Nei conci totalmente compressi, la tensione di compressione limite viene calcolata con diagramma rettangolare su $1/3$ dello spessore. Questa distribuzione di tensioni è sempre ipotizzata nelle interfacce con sforzo di trazione, con cerniera (per archi non rinforzati) o in presenza di rinforzi

consente il controllo che la tensione non superi il valore limite ottenuto ripartendola in un diagramma rettangolare di ampiezza $s/3$; tale controllo viene convenzionalmente svolto quando la sezione si parzializza (centro di pressione esterno al nocciolo d'inerzia). In tal caso, per coerenza, nelle sezioni interessate SAV ridefinisce il momento ultimo considerando la posizione della risultante delle tensioni di compressione, pari ad $s/6$ dal bordo e quindi a $(s/2 - s/6) = s/3$ dall'asse: il momento ultimo risulta quindi pari a $(f_m \cdot s/3 \cdot t) \cdot s/3$, essendo t lo spessore dell'arco in profondità.

L'esecuzione della verifica a compressione rende lecita l'adozione di un fattore di confidenza F_c competente all'effettivo livello di conoscenza conseguito (come da Normativa vigente: cfr. §C8.7.1.2.1.3).

Non eseguire la verifica a compressione equivale ad assumere per l'arco una resistenza a compressione infinita e conseguentemente diviene obbligatoria, secondo le Norme citate, l'applicazione del fattore di confidenza più sfavorevole (competente a LC1: 1.35) indipendentemente dal reale livello di conoscenza.

Tale F_c entrerà in gioco nella valutazione della capacità sismica della struttura, secondo le formulazioni dell'analisi cinematica.

Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza della muratura γ_m

γ_m e F_c vengono applicati per il calcolo dei valori di progetto della resistenza a compressione, e (se richiesto) del coefficiente d'attrito.

Conformemente alla Normativa vigente, il valore di γ_m viene distinto fra Analisi Statica (§4.5.6.1) e Analisi Sismica (§C8.7.1), ma è unico per tutta la struttura esaminata (Volta ed eventuali Piedritti).

I valori consueti sono 2.00 per l'Analisi Sismica, e un valore compreso fra 2.00 e 3.00 per l'Analisi Statica: il valore 3.00 pone la verifica a favore di sicurezza; per i ponti esistenti in muratura il riferimento al valore 3.00 è presente nella CNR-DT 213 in §8.6.1 dove γ_m è posto pari a $3 \cdot \gamma_D$ essendo γ_D il coefficiente di degrado introdotto per la riduzione di resistenza in caso di degrado.

Il valore di γ_m non è distinto tra volta e piedritti.

Si osservi che l'analisi limite, applicata in SAV, è un'analisi non lineare finalizzata alla ricerca di una curva delle pressioni compatibile con i carichi e con la geometria della struttura, consentendo un numero massimo di punti tangenti all'estradosso o all'intradosso (dove si formano

cerniere). Dal punto di vista sismico, la ricerca della configurazione di collasso, condotta attraverso un'analisi incrementale con formazione di cerniere, è analoga ad un'analisi pushover. La Normativa vigente, in §C8.7.1.3.1.1 afferma che nel caso di analisi sismica non lineare i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi (di riferimento) per i rispettivi fattori di confidenza ma non per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M , il che significa assumere $\gamma_M=1.00$ in analisi sismica.

Per quanto riguarda l'analisi statica, non vi sono indicazioni specifiche in tal senso. Si può osservare che in analisi statica le sollecitazioni vengono ottenute amplificando le azioni attraverso i coefficienti di combinazione (che definiscono le singole Combinazioni di Condizioni di Carico statiche, aventi tipologia di Combinazioni fondamentali come definite in NTC18 in §2.5.3 [2.5.1]), mentre per le resistenze sono previsti tre fattori di riduzione: γ_M , F_C e γ_D . In base a quanto sopra osservato per la trascurabilità di γ_M in analisi sismica, l'analisi statica può rivelarsi eccessivamente cautelativa nei confronti della sismica. Potrebbe quindi essere plausibile la scelta di $\gamma_M=1.00$ anche per l'analisi limite (di natura non lineare) in campo statico.

In alternativa, dato che l'analisi limite appartiene al campo delle analisi per cinematicismi, la verifica a compressione può essere trascurata seguendo le indicazioni della Normativa per le analisi secondo meccanismi di collasso in §C8.7.1.2.1.3, purché il fattore di confidenza corrisponda al livello di conoscenza LC1: $F_C=1.35$ (comunque affetto, nel caso dei ponti, dal fattore di difformità γ_C). Seguendo questo percorso, F_C non condiziona la verifica di resistenza a compressione, che non viene eseguita, ma permane la sua influenza sulla capacità sismica in termini di PGA, in quanto F_C è presente nella formulazione dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (F_C influisce anche sul risultato della verifica ad attrito, se eseguita).

> Piedritti

Non eseguire l'analisi dei piedritti. Selezionando questa opzione, l'elaborazione di calcolo si limiterà alla sola struttura voltata. Se i piedritti sono soggetti a verifica, essi sono considerati sottoposti a carico sia in sommità per le azioni di imposta provenienti dagli archi, sia per forze aggiuntive, specificabili nelle CCE; le forze aggiuntive potrebbero per esempio provenire da archi di campate adiacenti.

Per i ponti in muratura, oltre ad eventuali forze aggiuntive, SAV applica le spinte del terreno, definite dai dati in input.

La volta può essere divisa in più archi ideali, mentre i piedritti sono sempre singoli, uno a sinistra e l'altro a destra.

L'analisi dei piedritti non viene eseguita contemporaneamente alla volta su di essi impostata, ma dopo la risoluzione della volta stessa. La verifica dei piedritti non è eseguita se la volta non è stabile, in quanto non esiste un campo di azioni ammissibili provenienti dalla volta.

Per i piedritti (elementi strutturali verticali suddivisi in conci) vengono calcolati sforzo normale, taglio e momento direttamente a partire dalle azioni applicate dalla volta, dai pesi propri e dai carichi aggiuntivi sui piedritti stessi.

Le verifiche di stabilità (curva delle pressioni interna alla geometria), ad attrito (taglio inferiore al limite di scorrimento) e a compressione vengono svolte in modalità del tutto analoghe alle corrispondenti verifiche sulla volta.

Verifiche in fondazione: le azioni giungono anche in fondazione, per determinare se la fondazione è: interamente compressa, parzialmente compressa o ribaltata. Nei risultati, viene fornita una tensione massima sul terreno che può essere confrontata con la capacità portante (tale confronto non è automaticamente disponibile in SAV).

> Per Analisi Sismica

Ipotesi di calcolo per la capacità in termini di PGA: è possibile scegliere fra due opzioni:

- l'arco si imposta su di una struttura rigida: la domanda in termini di accelerazione spettrale è data da $a_0^*=a_g*S/q$

- si considera la deformabilità della struttura a cui l'arco appartiene, attraverso: $Se(T_1)$, $\psi(Z) = Z/H$ e il coefficiente di partecipazione modale

Indicatore di rischio sismico zeta, ζ_E (§8.4): valore obiettivo (target) di ζ_E , ossia valore da raggiungere ai fini della sicurezza, dipendente dal tipo di valutazione o di intervento. L'indicatore di rischio sismico è espresso in termini di accelerazione al suolo, ed è dato dal rapporto fra capacità e domanda.

Per i **ponti esistenti in muratura**: $\zeta_E = 0.800$ [§C8.8.7] indica l'adeguamento sismico dell'infrastruttura.

Coeff. part. modale Gamma, **Primo periodo** di vibrazione T_1 (sec), **Smorzamento viscoso** (csi) corrispondente al primo periodo, **Fattore di comportamento** q per la volta (arco e piedritti) in direzione orizzontale e in direzione verticale.

INTERVENTI

> Per Rinforzi in FRP

Per i Rinforzi in FRP, la larghezza dei nastri può essere ottimizzata, progettandola in base agli sforzi di trazione risultanti dal calcolo, e alle caratteristiche del rinforzo stesso (spessore, resistenza a trazione di progetto). E' inoltre possibile specificare una larghezza minima del nastro. Nel caso che l'ottimizzazione della larghezza del nastro non sia selezionata, la larghezza verrà posta automaticamente pari alla profondità dell'Arco Ideale.

Ottimizzare larghezza dei nastri, **Larghezza minima** dei nastri (cm).

Progettare la disposizione dei nastri imponendo al moltiplicatore di collasso (corrispondente alla resistenza a trazione dei rinforzi) le seguenti condizioni:

- per le combinazioni di carico verticali (Analisi Statica): progettazione per i carichi in input (moltiplicatore di collasso in direzione verticale ≤ 1.000);

- per le combinazioni sismiche (Analisi Sismica): progettazione per il moltiplicatore orizzontale specificato in input:

per comprendere il significato di questa opzione, si consideri che per i rinforzi in FRP SAV esegue un calcolo di progetto. Ciò significa che in base ai dati della struttura voltata e delle fibre di rinforzo, il moltiplicatore di collasso a trazione (sia in direzione verticale che orizzontale) viene calcolato disponendo i nastri in modo da ottenere la massima resistenza possibile. Ciò implica che in almeno un concio il nastro occupi tutta la profondità: oltre tale misura non è infatti possibile estenderlo, e quindi un ulteriore incremento di moltiplicatore non potrebbe essere sostenuto. Se il moltiplicatore di collasso orizzontale complessivo coincide con quello determinato dalla resistenza a trazione, la conseguente verifica sismica cinematica, con calcolo della capacità in termini di P_{GA} e di T_R , viene svolta ipotizzando il posizionamento migliore possibile dei nastri, compatibilmente con i dati geometrici e sulle fibre.

Può darsi che tale intervento innalzi l'Indicatore di Rischio Sismico ζ_E oltre il valore obiettivo (target) strettamente richiesto.

Al fine di contenere l'aumento dell'Indicatore, o - in altre parole - per dimensionare un progetto di rinforzo meno oneroso è possibile utilizzare l'opzione che collega il moltiplicatore a collasso a trazione al moltiplicatore orizzontale in input: se tale opzione è attiva, il moltiplicatore di collasso a trazione non supererà il moltiplicatore orizzontale in input e la conseguente verifica in Analisi Sismica Cinematica condurrà a miglioramenti più contenuti. Contemporaneamente, nei confronti dei carichi verticali il progetto del rinforzo in FRP verrà eseguito limitando l'utilizzo delle fibre al carico verticale in input (ciò equivale ad un moltiplicatore di collasso 1.000 in direzione verticale).

IMPOSTAZIONI

> Discretizzazione curve

Passo angolare di poligonalizzazione (gradi sessagesimali) ($^{\circ}$) per: Archi di Cerchio, Archi di Ellisse

> Precisioni e Tolleranze numeriche

Tolleranza per operazioni su matrici

Tolleranza $\|RNE\| / \|F\|$: R.N.E. = vettore dei residui non equilibrati, per il singolo passo del procedimento iterativo; F = vettore dei termini noti, o: forze applicate. In condizioni di equilibrio: $\|R.N.E.\| / \|F\| \leq$ Tolleranza

Valori minimi da considerare per la definizione dei carichi nei conci:

Minima forza da considerare (kN), Minimo momento da considerare (kN m).

Valore di trazione accettabile per muratura non consolidata (kN): incrementando tale valore, viene ritardata la formazione delle cerniere dovute alla fuoriuscita della curva delle pressioni dalla sagoma dell'arco.

Cinematismo potenziale nel caso di moltiplicatore di collasso determinato dal superamento delle tolleranze (su R.N.E. o sulla trazione) prima che si sia formata la quarta cerniera

> Per Analisi del Cedimento limite

Consentire la variazione delle cerniere nel corso dell'analisi incrementale

> Criteri di elaborazione

Evitare la formazione di cerniere consecutive (ossia su un'interfaccia e su quella subito precedente o successiva) dallo stesso lato (estradosso o intradosso)

Risultati ANALISI STATICA e Procedure di calcolo

MODELLO DI CALCOLO

La metodologia di calcolo è stata sviluppata dal Dipartimento di Costruzioni dell'Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Architettura, autori: Prof. Arch. Michele Paradiso e Prof. Arch. Giacomo Tempesta, e si fonda sugli studi di Heyman, in accordo con i più avanzati studi del settore e supportata da indagini sperimentali condotte in ambito universitario. Una descrizione dettagliata è riportata nella documentazione associata al software SAV e nel volume 'Sistemi Voltati in Muratura' (DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007); qui di seguito enunciamo i concetti fondamentali, riferiti all'arco in sola muratura (non rinforzato).

Si considera un arco incastrato, costituito da 'n' conci e da 'm' = 'n+1' interfacce, su ciascuna delle quali agiscono le azioni interne N (sforzo normale), M (momento flettente) e T (taglio), per effetto del sistema di carichi applicati (peso proprio, altre azioni esterne). L'arco viene discretizzato, numerando i conci e le interfacce progressivamente da sinistra a destra.

I conci costituiscono gli 'elementi finiti' del modello; l'interfaccia consente la trasmissione degli sforzi da un concio a quello adiacente. Si può fare riferimento ai conci reali, separati da interfacce costituite dai giunti di malta; ma più in generale facciamo riferimento ad una suddivisione matematica dell'arco non necessariamente coincidente con i conci reali (i metodi numerici garantiranno comunque la validità del calcolo): questo permette di usare un numero di elementi finiti non eccessivo anche per archi di grandi dimensioni.

Il problema statico è retto dalla seguente formulazione:

$$(1) \quad AN + BM + CT = F$$

(dove A, B, C sono le matrici di configurazione geometrica relative rispettivamente ai vettori incogniti N, M e T, e F è il vettore dei carichi assegnati)

sotto le condizioni:

$$(2) \quad N_i \leq 0$$

e

$$(3) \quad N_i h_i - M_i \geq 0$$

$$N_i h_i + M_i \geq 0$$

dove $2h_i$ è l'altezza del concio i-esimo.

Le incognite sono le $3m = 3(n+1) = 3n+3$ caratteristiche di sollecitazione agenti nelle interfacce, mentre le equazioni (1) sono pari al numero dei conci: $3n$.

Il sistema lineare (1) presenta quindi un numero di equazioni insufficienti: ciò è ovvio, dato il grado di indeterminazione del problema, pari a 3 incognite iperstatiche.

Le disequazioni (2) traducono la circostanza che l'interfaccia può trasmettere solo forza normale di compressione, mentre le (3) traducono il fatto che il poligono funicolare deve essere contenuto entro la sagoma dell'arco.

Le infinite soluzioni del sistema (1) possono quindi essere ridotte dalle condizioni (2) e (3).

Può anche accadere che non esista una soluzione che soddisfa contemporaneamente le equazioni e le disequazioni: in tal caso, la struttura non può essere in equilibrio sotto l'assegnata condizione di carico, ossia non esiste un poligono funicolare interno alla sagoma dell'arco in equilibrio con i carichi esterni: l'arco è instabile.

Per la soluzione del problema, viene utilizzata la tecnica della 'matrice inversa generalizzata'.

Prima di illustrare il procedimento numerico, si reimposta il problema in maniera più vantaggiosa, ridefinendo il vincolo di connessione fra le facce di due conci generici attraverso tre bielle delle quali una tangente e le altre due con direzione ortogonale all'interfaccia rispettivamente nei punti di intradosso e di estradosso.

In tal modo, l'arco risulta costituito da blocchi rigidi connessi da tre bielle ideali unilateri, cioè in grado di trasmettere solo sforzi di compressione, a comportamento rigido-fessurante.

Indicando con:

X_{1i} = sforzo nell'interfaccia 'i' nella biella di estradosso;

X_{2i} = sforzo nella biella di intradosso;

X_{3i} = sforzo nella biella tangente,

ed isolando il concio i-esimo, le tre equazioni di equilibrio del concio i-esimo (interessato dalle interfacce i e i+1) divengono (cfr. figura seguente):

$$(4) \quad \begin{aligned} X_{1,i} \cos\alpha + X_{2,i} \cos\alpha + X_{3,i} \sin\alpha - X_{1,i+1} \cos\beta - X_{2,i+1} \cos\beta - X_{3,i+1} \sin\beta + F_{1,i} &= 0 \\ X_{1,i} \sin\alpha + X_{2,i} \sin\alpha - X_{3,i} \cos\alpha - X_{1,i+1} \sin\beta - X_{2,i+1} \sin\beta + X_{3,i+1} \cos\beta + F_{2,i} &= 0 \\ -X_{1,i} d_{1,i} + X_{2,i} d_{2,i} + X_{3,i} d_{3,i} + X_{1,i+1} d_{1,i+1} - X_{2,i+1} d_{2,i+1} + X_{3,i+1} d_{3,i+1} + F_{3,i} &= 0 \end{aligned}$$

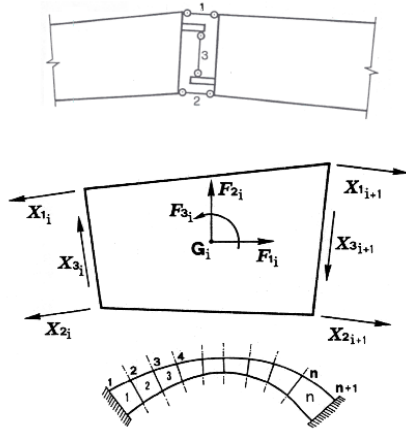
dove:

X_i = azioni interne incognite (sforzi nelle bielle), pari a $3m$ (3 bielle per ognuna delle 'm' interfacce);

per quanto riguarda la convenzione sui segni: per le bielle normali $X > 0$ se di compressione; per la biella tangente $X > 0$ se corrisponde ad un abbassamento del semiarco di sinistra rispetto a quello di destra (convenzione opposta a quanto usualmente adottato per lo sforzo di taglio);

F_{1i}, F_{2i}, F_{3i} = carichi esterni agenti sul concio (termini noti);

$d_{j,i}$ = distanza della direzione j (asse della biella) dal baricentro G_i del concio.



Il sistema lineare (4) può essere riscritto nella forma:

$$(5) \quad A X + F = 0$$

dove:

$$(6) \quad A = \begin{vmatrix} \cos\alpha & \cos\alpha & \sin\alpha & -\cos\beta & -\cos\beta & -\sin\beta \\ \sin\alpha & \sin\alpha & -\cos\alpha & -\sin\beta & -\sin\beta & \cos\beta \\ -d_{1,i} & d_{2,i} & d_{3,i} & d_{1,i+1} & -d_{2,i+1} & d_{3,i+1} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{3 \times 6}$$

$$X = \begin{vmatrix} X_{1,i} \\ X_{2,i} \\ X_{3,i} \\ X_{1,i+1} \\ X_{2,i+1} \\ X_{3,i+1} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{6 \times 1} (\mathbb{R}^6)$$

$$F = \begin{vmatrix} F_{1,i} \\ F_{2,i} \\ F_{3,i} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{3 \times 1} (\mathbb{R}^3)$$

essendo:

A = matrice di assetto (o di configurazione geometrica, detta anche: matrice di equilibrio);

X = vettore incognito degli sforzi nelle bielle;

F = vettore dei termini noti (carichi assegnati);

$\mathbb{R}^{n \times m}$ è l'insieme delle matrici reali aventi n righe e m colonne.

Le espressioni matriciali (6) si riferiscono al concio i-esimo. Il sistema completo della struttura globale (l'arco costituito da tutti i conci) viene costruito per assemblaggio dei singoli conci, cioè dei gruppi di 3 equazioni.

Eseguito l'assemblaggio, risulta: $A \in \mathbb{R}^{3n \times 3m}$, $X \in \mathbb{R}^{3m \times 1} (\mathbb{R}^{3m})$, $F \in \mathbb{R}^{3n \times 1} (\mathbb{R}^{3n})$.

La (5) può anche essere scritta nella forma:

$$(7) \quad AX = F$$

adottando per i termini noti la convenzione sui segni opposta (in modo, dunque, che il carico verticale $F_{2,i}$ sia positivo se rivolto verso il basso, come ad esempio il peso proprio).

Poniamo, per semplicità:

$$3n \rightarrow n$$

$$3m \rightarrow m$$

e quindi:

$$A \in \mathbb{R}^{n \times m}, X \in \mathbb{R}^m, F \in \mathbb{R}^n.$$

Il sistema lineare è perciò 'rettangolare', cioè costituito da 'n' equazioni in 'm' incognite con $n \neq m$, e più precisamente: $n < m$ (per l'esattezza: $n = m - 3$).

Il rango di A vale 'n', cioè le righe del sistema sono linearmente indipendenti tra loro ($\det A \neq 0$).

Se i vincoli fossero tutti bilateri, cioè le bielle 1 e 2 (fig. 16) fossero in grado di trasmettere sforzi di trazione e di compressione, il sistema presenterebbe $\infty^{m-n} (= \infty^3)$ soluzioni tutte equilibrate (azioni interne in equilibrio con i carichi esterni).

Ma l'unilateralità dei vincoli (le bielle 1 e 2 possono reagire solo a compressione) impone la ricerca dell'insieme di soluzioni che soddisfano le equazioni di equilibrio (7) nel rispetto delle condizioni di segno:

$$(8) \quad X_{1,i} \geq 0, X_{2,i} \geq 0$$

Nel procedimento numerico, si ricerca anzitutto (utilizzando il metodo dell'inversa generalizzata) l'espressione generale delle ∞^{m-n} soluzioni del sistema rettangolare avente un numero di equazioni inferiore al numero delle incognite; in seguito, vengono introdotte le condizioni di segno per identificare le soluzioni realmente accettabili (cioè aventi significato fisico) per il problema in esame.

L'espressione generale detta ha la forma:

$$(9) \quad X = X_0 + C M, \quad \forall M \in R^m$$

dove la matrice C è definita da:

$$(10) \quad C = I - A^T (A A^T)^{-1} A, \quad C \in R^{m \times m}$$

essendo I la matrice identità di ordine m

Nella (9) è presente l'arbitrarietà del vettore M. Dato che il sistema rettangolare (7) corrispondente al problema fisico esaminato presenta condizioni di segno, l'arbitrarietà di M può essere utilizzata per soddisfare le disequazioni (8). Il vettore M viene definito attraverso un procedimento iterativo, il cui scopo, ad ogni passo, è quello di annullare una componente di trazione, inaccettabile nella muratura.

L'annullamento dello sforzo in una biella corrisponde alla formazione di una cerniera, all'intradosso o all'estradosso (a seconda, rispettivamente, che si tratti di $X_{2,i}$ o $X_{1,i}$). E' consentito un numero di passi avente un limite superiore costituito dalla formazione del meccanismo di collasso, che si attiva quando il sistema presenta 4 cerniere alterne rispetto alle posizioni di estradosso e intradosso.

Generalizzando il metodo alla soluzione di strutture generiche a vincoli unilaterali, ciò significa che il numero delle iterazioni non può superare il grado di iperstaticità della struttura.

Se il procedimento è convergente, ossia ha termine all'iterazione k, la curva delle pressioni (ottenuta attraverso il vettore soluzione degli sforzi nelle bielle) sarà tangente, in k interfacce, all'intradosso o all'estradosso, denunciando la formazione di k cerniere e le componenti X_1 e X_2 del vettore soluzione X saranno tutte ≥ 0 .

Se invece il procedimento non converge, ossia, eseguita l'ultima iterazione, continua a manifestarsi almeno un valore negativo tra gli sforzi nelle bielle, l'arco è instabile: non esiste quindi alcun poligono funicolare compatibile con i carichi applicati e con la sagoma dell'arco. In particolari configurazioni (ad esempio, in archi sottoposti a forze orizzontali crescenti) l'instabilità può essere raggiunta non solo con formazione del cinematismo, ma anche per sforzo normale complessivo (dato dal valore in intradosso più quello di estradosso) di trazione su una o più interfacce.

Per quanto riguarda l'arco rinforzato, occorre distinguere i casi di rinforzi di superficie (cappa in cls armato o nastri in FRP) da quelli di rinforzi localizzati (catene, o rinforzi a trazione in specifiche interfacce).

Nel caso di catene, la metodologia illustrata è invariata: oltre alle bielle che schematizzano le interfacce dei conci, vengono considerate tante bielle aggiuntive quante sono le catene, ognuna delle quali è unilatera a trazione, cioè non reagisce a compressione.

Nel caso dei rinforzi di superficie, SAV introduce una variante nella metodologia illustrata, consistente nella bilateralità della biella posta dalla parte del rinforzo (intradosso o estradosso), per la quale quindi diviene accettabile lo sforzo di trazione; il procedimento numerico può in tal caso eseguire tanti passi quanti sono necessari per assicurare la compressione nella muratura, dal momento che l'esistenza del rinforzo a trazione impedisce teoricamente la formazione delle cerniere di apertura.

In ogni caso, l'applicazione della metodologia di calcolo illustrata fornisce sia una risposta immediata sulla stabilità dell'arco, evidenziandone la posizione della curva delle pressioni, sia il campo di azioni interne: esse possono essere utilizzate per ulteriori verifiche strutturali.

VERIFICHE ESEGUITE

SAV consente l'analisi di quattro verifiche fondamentali:

- 1) Equilibrio della struttura (Verifica di Stabilità);
- 2) Verifica ad attrito (Taglio nei giunti);
- 3) Verifica a Compressione della muratura;
- 4) Verifica a Trazione dei rinforzi.

La verifica 1) (Stabilità) è direttamente eseguita applicando la metodologia di calcolo illustrata al paragrafo precedente.

La 2) (Attrito) viene eseguita utilizzando le azioni interne derivanti da tale analisi, corrispondenti cioè alla curva delle pressioni determinata.

Per la verifica 3) (Compressione) la tensione viene calcolata sviluppando il dominio di resistenza N-M con ipotesi di comportamento elastico lineare-perfettamente plastico del materiale murario non reagente a trazione. In corrispondenza delle sezioni dove è presente trazione, sia nel caso di rinforzo che non, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, supposto pari a $s/3$, secondo indicazioni provenienti dalla Ricerca sperimentale.

La verifica 4) (Trazione dei rinforzi) viene eseguita solo in caso di presenza di rinforzi, dove esiste una struttura associata alla muratura in grado di reagire a trazione, sia essa una catena piuttosto che una cappa in calcestruzzo armato o nastri in composito fibrorinforzato o rinforzi a trazione localizzati.

Per quanto riguarda i piedritti, lo studio del comportamento è possibile solo quando esiste una soluzione ammissibile per l'arco: in tal caso, le sollecitazioni vengono calcolate sotto l'azione delle forze trasmesse dall'arco alle imposte, delle eventuali forze aggiuntive e, nel caso dei ponti, delle spinte del terreno.

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO in direzione verticale

Il moltiplicatore di collasso in direzione verticale, calcolato o meno a seconda dell'attivazione della corrispondente opzione nei 'Parametri di Calcolo', viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ogni Combinazione delle Condizioni di Carico elementari e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce, per una data Combinazione delle Condizioni di Carico, il moltiplicatore di collasso della Volta.

ANALISI CON CEDIMENTI ALLE IMPOSTE

Quando oltre al campo di carichi esterni agenti sull'arco vengono anche applicati cedimenti alle imposte, la procedura richiede alcune specifiche integrazioni.

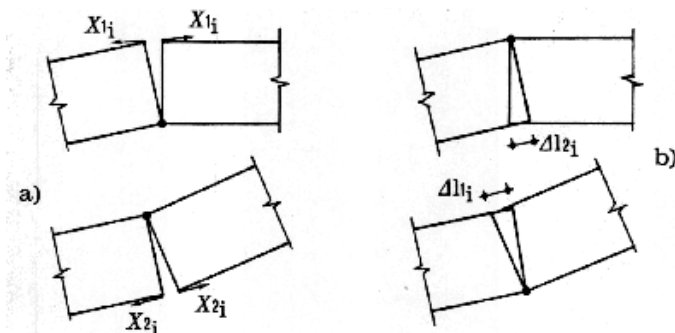
Come è stato illustrato, per soli carichi esterni le incognite cinematiche, in condizioni di equilibrio, risultano ovunque nulle e quindi l'analisi della stabilità si limita al controllo della compatibilità tra la sagoma iniziale dell'arco e la curva delle pressioni. Nel caso di compresenza di cedimenti vincolari, tale controllo di compatibilità deve essere effettuato tra la curva delle pressioni e la configurazione variata dell'arco,

funzione di incognite cinematiche (le rotazioni nelle cerniere) che dipendono sia dai cedimenti stessi sia dai carichi applicati.

Si consideri dunque un arco sottoposto ad una condizione di carico verticale, per la quale la struttura risulti "stabile", e ad una configurazione di cedimenti anelastici dei vincoli, che per semplicità si possono pensare concentrati nelle imposte.

Per effetto del cedimento (consistente in uno o più movimenti fra traslazione orizzontale, traslazione verticale e rotazione, ad una o ad entrambe le imposte) la struttura si trasforma da una configurazione tre volte iperstatica ad una isostatica: di conseguenza la curva delle pressioni diventa tangente in tre punti alla sagoma dell'arco. Si formano 3 cerniere delle quali si deve individuare la posizione.

La figura seguente illustra le condizioni statiche e cinematiche che vengono controllate per la soluzione strutturale dell'arco: la configurazione che rispetta l'equilibrio deve assicurare sia l'assenza di trazioni con annullamento delle forze nelle bielle ortogonali all'interfaccia che risultano tese (fig. a; le forze X_{1i} e X_{2i} si riferiscono alle bielle d'interfaccia), sia l'assenza di ogni compenetrazione di materiale nella direzione delle bielle ortogonali all'interfaccia interessate dalla forza di compressione (fig. b) [1][2].



L'algoritmo risolutivo diviene il seguente:

Fase 1. Dati in input: arco, carichi statici esterni, cedimenti alle imposte.

Fase 2. Si individuano tutte le triplette di cerniere in grado di rispettare le condizioni richieste dal punto di vista cinematico (assenza di compenetrazione di materiale murario in corrispondenza delle bielle compresse). Se non esiste alcuna tripletta che rispetta la condizione cinematica, i cedimenti definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.

Fase 3. Fra tutte le triplette di cerniere individuate nella fase 2 si ricerca la tripletta in grado di soddisfare l'equilibrio con curva delle pressioni interna alla sagoma (e passante per le cerniere determinate dai cedimenti), facendo riferimento all'arco deformato. Se non esiste alcuna tripletta con tale proprietà, i carichi definiti in input non sono ammissibili e determinano un'impossibilità di equilibrio.

Se invece la tripletta che soddisfa le condizioni cinematiche e statiche viene individuata, si assegnano all'arco le 3 cerniere che lo degradano da iperstatico a isostatico.

Fase 4. Sulla configurazione originaria dell'arco, modificata dall'inserimento delle 3 cerniere, è possibile condurre una normale analisi per il calcolo di un moltiplicatore statico (relativo a carichi verticali variabili) o sismico (relativo all'intensità delle forze sismiche); tale procedura è da considerarsi significativa nel caso di cedimenti di piccola entità rispetto alle dimensioni geometriche dell'arco. Come per ogni altra analisi condotta con l'algoritmo implementato in SAV, il moltiplicatore viene fissato dalla formazione della quarta cerniera oppure da una condizione non ammissibile (ad esempio, sforzo normale risultante di trazione in una interfaccia non soggetta a rinforzo); ad ogni passo dell'analisi viene in ogni caso effettuata una verifica sul residuo non equilibrato: quando questo risulta non nullo, l'equilibrio non è più assicurato.

Analisi del cedimento limite. Nel caso che il cedimento applicato non sia di piccola entità, è necessario esaminare l'equilibrio dell'arco nella configurazione geometrica variata. Questa procedura viene seguita nel corso dell'analisi del cedimento limite, quando, sottoponendo il cedimento ad un moltiplicatore crescente, viene ricercato il valore massimo del moltiplicatore (moltiplicatore di collasso) per il quale l'arco deformato non è più in equilibrio rispettando la curva delle pressioni interna alla geometria deformata dell'arco stesso.

L'analisi del cedimento limite è di fatto indipendente da successive analisi sismiche con moltiplicatore orizzontale delle forze gravitazionali: l'analisi sismica in SAV viene infatti condotta non nella configurazione deformata dell'arco, ma in quella originaria. Si tenga presente che l'analisi sismica può comunque essere condotta sull'arco affetto da una o più cerniere predefinite (in caso di 3 cerniere, queste potrebbero essere del tutto equivalenti alle cerniere prodotte da cedimenti delle imposte); in ogni caso, le forze orizzontali sismiche incrementali agiscono su concetti posti nella configurazione geometrica originaria.

Si osservi peraltro che in caso di cedimenti di entità rilevante (dell'ordine della decina di cm.), le analisi statiche e sismiche condotte sulla geometria originaria affetta dalle 3 cerniere dovute ai cedimenti acquistano un certo grado di convenzionalità. In casi di questo tipo gli effetti sismici sull'arco dovrebbero essere correlati non tanto all'effetto inerziale rappresentato da forze orizzontali agenti sull'arco stesso, ma alle sollecitazioni e deformazioni sismiche delle strutture su cui l'arco si imposta. Ad esempio, cedimenti che rappresentano una **traslazione orizzontale delle imposte asincrona** (allontanamento o avvicinamento reciproco contemporaneo) possono essere considerati **rappresentativi di effetti sismici** trasmessi all'arco dalle deformazioni delle strutture sulle quali l'arco si imposta.

Infatti, le pareti murarie dell'organismo edilizio da cui l'arco spicca possono vibrare in modo asincrono: si pensi ad esempio ad un arco impostato da una parte su una parete perimetrale e dall'altra su una parete interna. Le pareti interne sono maggiormente connesse all'organismo murario dell'edificio, e la vibrazione delle imposte dell'arco può avvenire in modo asincrono. L'allontanamento reciproco delle imposte può determinare una deformazione della volta tale da provocarne il crollo, specialmente in caso di volte sottili (meccanismi riscontrati ad esempio nei recenti eventi sismici dell'Italia Centrale).

In tali casi l'analisi sismica dell'arco può svolgersi analizzando gli effetti inerziali non tanto sulle masse dell'arco stesso (studio dell'arco indeformato sottoposto a forze orizzontali crescenti), ma piuttosto sulle strutture che lo sostengono con conseguenti possibili movimenti asincroni delle imposte, valutandone le conseguenze sulla stabilità dell'arco.

Peraltro, si deve osservare che la relazione fra il valore limite di spostamento delle imposte e l'accelerazione sismica in input, aspetto da considerare per poter attribuire all'arco un indicatore di rischio sismico, è di difficile valutazione. L'arco e le pareti murarie su cui esso si imposta sono nella realtà un organismo unitario; disaccoppiando il comportamento, occorrerà una comparazione fra spostamenti e sollecitazioni delle due strutture per accertare che la capacità calcolata studiando la struttura muraria dell'edificio sia compatibile con la capacità dell'arco.

Ad esempio, condotta un'analisi pushover si possono estrarre informazioni sullo stato di deformazione e di sollecitazione delle pareti su cui l'arco si imposta in corrispondenza del punto di funzionamento per SLV: la deformazione dovrà essere compatibile con il cedimento che l'arco può sostenere, mentre la sollecitazione (es. momento fuori piano) dovrà mostrare un margine di sicurezza tale da sostenere gli effetti ribaltanti prodotti dalla spinta dell'arco nella configurazione deformata.

E' ragionevole attendersi che i cedimenti sismici dovuti al comportamento elastoplastico dell'organismo murario, intesi come spostamenti delle imposte generati dal moto delle pareti su cui l'arco è costruito, siano di dimensioni contenute e quindi generalmente lontani dai valori limite, di ordine di grandezza inferiore rispetto a spostamenti di dimensioni più importanti che possono avere cause di altra natura (quali i cedimenti del terreno). Evidentemente, ogni caso deve essere analizzato in modo specifico.



La bibliografia di riferimento sui cedimenti negli archi costituiti da corpi rigidi è la seguente:

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Sul calcolo degli archi in muratura", Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze (<http://www.cias-italia.it/PDF/129.pdf>)

S. Briccoli Bati, M. Paradiso, G. Tempesta: "Analisi statica e cinematica ed equilibrio limite di strutture ad arco a vincoli unilateri", Atti del IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata (AIMETA)

S. Galassi, G. Misseri, L. Rovero, G. Tempesta: "Failure modes prediction of masonry voussoir arches in moving supports", Engineering Structures 173 (2018), 706-717.

ANALISI CON CERNIERE IN INPUT

In SAV è possibile definire sconnessioni in una, due o tre interfacce, in intradosso o estradosso, che qualificano l'assetto iniziale dell'arco. Attraverso le cerniere in input è quindi possibile interpretare stati di lesione, riducendo le iperstaticità della struttura. Le analisi statica e sismica seguono normalmente le procedure descritte in precedenza, ipotizzando fin dall'inizio dell'elaborazione che le bielle poste dal lato opposto rispetto alla cerniera introdotta siano disattivate. Inserendo 3 cerniere alterne l'arco viene ricondotto ad una configurazione isostatica. Cerniere che si formano nell'arco per effetto dell'equilibrio statico devono normalmente essere considerate anche ai fini dell'analisi per cedimenti, e in tal senso possono essere definite, in un apposito modello, come cerniere in input.

Risultati ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda la descrizione del modello di calcolo e delle verifiche eseguite, si rimanda a: 'Risultati dell'Analisi Statica e Procedure di calcolo'. Per le azioni considerate in analisi sismica (componente sismica orizzontale ed eventuale componente sismica verticale), si rimanda a: 'Dati Progetto, Strutture, Carichi (CCE e CCC) - Azioni considerate in Analisi Sismica'.

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO in direzione orizzontale

Il moltiplicatore di collasso in direzione orizzontale X viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ognuno dei due versi di riferimento (+X e -X) e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce il moltiplicatore di collasso della Volta.

Qualora nelle analisi e nelle verifiche vengano considerati anche i piedritti, il moltiplicatore di collasso generale si riferisce al sistema arco+piedritti (+timpano, nel caso dei ponti).

Coefficienti di sicurezza: INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

L'Indicatore di Rischio Sismico ζ_E , consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica della struttura. Per lo stato limite di riferimento (stato limite ultimo SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita), esso viene espresso in termini di P_{GA} al suolo, e, poiché l'analisi è stata condotta secondo la Normativa Italiana vigente ed in conformità al reticolo sismico di tale Normativa, l'indicatore viene espresso anche in termini di periodo di ritorno T_R .

La capacità della struttura in termini di P_{GA} ($P_{GA,CLV}$) o di T_R ($T_{R,CLV}$) indica l'accelerazione (o il corrispondente periodo di ritorno) sostenibili allo stato limite ultimo; la domanda in termini di P_{GA} ($P_{GA,DLV}$) o di T_R ($T_{R,DLV}$) è l'input sismico.

ζ_E può essere definito pari al rapporto ($P_{GA,CLV}/P_{GA,DLV}$) o ($T_{R,CLV}/T_{R,DLV}$): i valori di ζ_E in termini di P_{GA} e di T_R non sono uguali data la non linearità del legame fra P_{GA} e T_R , ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

Ai fini del confronto con il valore obiettivo (target) previsto dal D.M. 17.1.2018 in relazione al tipo di intervento (§8.4), la Circ. 7 specifica in §C8.3 che il parametro di confronto per la definizione di ζ_E è $a_g \cdot S$, ossia P_{GA} al suolo (SAV conduce la verifica di sicurezza effettuando tale confronto in termini di P_{GA}). Per il valore di P_{GA} in input, l'inclusione dell'effetto di suolo (fattore S) è la preimpostazione presentata da SAV all'atto di generazione di un nuovo modello.

Per un Edificio Esistente sottoposto ad Adeguamento, ζ_E deve essere non inferiore a 0.80 o 1.00, secondo le caratteristiche dell'edificio e del tipo di intervento (D.M. 17.1.2018, §8.4.3); nel caso di miglioramento, il valore target di ζ_E si ottiene seguendo le indicazioni normative riportate in §8.4.2 e può identificarsi nel valore di 0.6 oppure in un aumento di 0.1 rispetto allo Stato precedente l'intervento.

In ogni caso, ζ_E caratterizza la capacità antisismica dell'edificio, e per uno Stato di Progetto a partire dallo Stato Attuale è possibile studiare interventi idonei per l'incremento di ζ_E .

Per i ponti esistenti in muratura, si considera che l'adeguamento sia soddisfatto per un valore target di ζ_E pari a 0.8 (§C8.8.7).

Il calcolo della capacità della struttura (in termini di P_{GA} ed eventualmente di T_R) allo Stato Limite Ultimo (Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV) viene condotto con riferimento all'Analisi Cinematica, o Analisi per Meccanismi di Collasso, secondo quanto riportato nella Normativa Italiana vigente, con contenuti illustrati in §C8.7.1.2.1. Calcolato il moltiplicatore di collasso α_0 attraverso l'elaborazione adottata dal software SAV, viene determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$a_0^* = \alpha_0 g / (e^* F_c)$$

da confrontarsi con l'accelerazione al suolo:

$$a_1^* = a_g S / q$$

e, in aggiunta, in caso di struttura posta ad una certa quota per la quale si è scelta l'ipotesi di struttura sottostante non rigida, con l'accelerazione assoluta alla quota di ubicazione della struttura esaminata (amplificata rispetto all'accelerazione al suolo):

$$a_2^* = S_e(T_1) * \psi(Z) * \gamma / q$$

In altri termini, a_1^* è la domanda in termini di accelerazione spettrale per una costruzione rigida o per una struttura voltata appoggiata a terra, mentre a_2^* è l'analoga per una costruzione deformabile dove la struttura voltata è posta ad una certa quota (nel caso di a_2^* si deve considerare un'accelerazione spettrale corrispondente all'amplificazione dell'accelerazione al suolo).

Il significato dei parametri utilizzati nelle formule indicate è il seguente:

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito dalla Norma di riferimento, in funzione del primo periodo T_1 di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, con Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;

γ è il coefficiente di partecipazione modale;

q è il fattore di struttura, che viene assunto pari a 2.0 per l'arco e per i piedritti; il valore di q è invece in input per il timpano (presente nel caso di un ponte).

Deve aversi:

$$a_0^* \geq a^*, \text{ con: } a^* = \max(a_1^*; a_2^*)$$

Il rapporto fra a_0^* e a^* costituisce già un coefficiente di sicurezza; per determinare tuttavia la sicurezza in termini di ζ_E viene utilizzato un procedimento iterativo volto a definire il livello di input sismico in corrispondenza del quale vale l'uguaglianza $a_0^* = a^*$: si individua così $P_{GA,CLV}$ e conseguentemente ζ_E .

Il procedimento di calcolo viene ripetuto per ogni arco costituente la Volta e per ognuna delle due Combinazioni di Carico Sismiche (+X e -X); nel caso di Volta composta da più archi, il minimo indicatore di rischio fra tutti gli archi ideali determina il risultato finale.

Viene infine definita la capacità della struttura in termini di Vita Nominale (V_{NC}), identificata con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile $T_{R,CLV}$, mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento $V_{RC} (=V_{NC} * C_U)$ la probabilità di superamento P_{VR} definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV. Per una valutazione del valore ottenuto per V_{NC} relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011, attuativa della Circ.26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali). Se risulta: $T_{R,CLV} \geq 2475$ anni, si potrà considerare un valore della vita nominale \geq del limite V_{NC} riportato nei risultati (corrispondente a $T_R = 2475$ anni: $V_{NC} \geq 2475 * -\ln(1-P_{VR}) / C_U$).

Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso α_0

Peso sismico totale $P_{tot} = g * \text{Massa totale} = \Sigma P_i$ (kN)

Massa sismica totale = $\Sigma P_i / g$ (kgm)

$g * \text{Massa partecipante} = gM^* = g * (\Sigma(P_i^* \delta_i))^2 / \Sigma(P_i^* \delta_i^2)$ (kN)

Massa partecipante $M^* = (\Sigma(P_i^* \delta_i))^2 / (g * \Sigma(P_i^* \delta_i^2))$ (kgm)

Frazione di massa partecipante $e^* = gM^* / P_{tot}$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo $a_0^* (*g) = \alpha_0 g / (e^* F_c)$

$P_{GA,DLV}$: Domanda in termini di PGA per SLV (*g) = $f(T_R)$ secondo dati su Pericolosità Sismica

Accelerazione spettrale richiesta:

- per costruzione rigida o struttura voltata appoggiata a terra: $a_1^* = a_g S / q$

- per costruzione deformabile con struttura voltata posta a quota Z : $a_2^* = S_e(T_1) \psi(Z) \gamma / q$

- massima accelerazione spettrale richiesta a^* (max fra a_1^* e a_2^*)

$P_{GA,CLV}$: Capacità in termini di P_{GA} per SLV (P_{GA} t.c. $a_0^* = a^*$) (*g)

$T_{R,CLV}$: Capacità in termini di T_R per SLV (*g)

Indicatori di Rischio Sismico ζ_E :

- in termini di PGA: ($P_{GA,CLV} / P_{GA,DLV}$): verifica soddisfatta se ζ_E non risulta inferiore al valore target;

- in termini di T_R : ($T_{R,CLV} / T_{R,DLV}$).

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale:

Coefficiente d'uso della costruzione C_U

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N , Vita di Riferimento $V_R = V_N * C_U$

P_{VR} per SLV (definita in input)

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno $T_{R,CLV}$

Dalla relazione: $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$, ponendo $T_R = T_{R,CLV}$ e assumendo P_{VR} per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}).

2 INPUT / OUTPUT – MODELLO

DATI PROGETTO

Tipologia: Volta cilindrica (a botte)
Geometria della curva: arco Policentrico
con rinforzo in estradosso
SAV, Stabilità di Archi e Volte: progetto preimpostato. Geometria della curva: arco PoliCentrico.
[Nome del file (archivio del software SAV): PD2-20-PR-REV3]

DATI STRUTTURA

- VOLTA

Tipologia strutturale: Ponte stradale
Profondità (cm) = 815
N° Archi Ideali di calcolo = 1

- DATI ARCHI IDEALI

N.	Ly	Catena	d	Z	f _{y,d}
	(cm)		(mm)	(cm)	(N/mm ²)
1	815				

- ARCO

Angolo imposta a°_{sx} (°) = 150.0
Numero di Archi Elementari = 5 - Dati Archi Elementari:

N.	Raggio	Angolo	Spess.	Prof.
	(cm)	(dx (°))	(cm)	(cm)
1	880	115.0	120	815
2	880	105.0	80	815
3	880	75.0	50	815
4	880	65.0	80	815
5	880	30.0	120	815

Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:
fattore di difformità $\gamma_c = 0.765$

- PIEDRITTI

> Piedritto Sinistro:
Altezza (cm) = 100
Sezione: Rettangolare
Piedritto in asse = no
Lx Sup (sommità) (cm) = 200
Lx Inf (base) (cm) = 200
Ly (cm) = 815
Dist. int./intrad. dx (cm) = 0
Altezza fondazione (cm) = 50
Lx fondazione (cm) = 200
Ly fondazione (cm) = 815
Tipo di piedritto del ponte, a sinistra: spalla tozza
Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:
fattore di difformità $\gamma_c = 1.035$

> Piedritto Destro:
Altezza (cm) = 100
Sezione: Rettangolare
Piedritto in asse = no
Lx Sup (sommità) (cm) = 200
Lx Inf (base) (cm) = 200
Ly (cm) = 815
Dist. int./intrad. dx (cm) = 0
Altezza fondazione (cm) = 50
Lx fondazione (cm) = 200
Ly fondazione (cm) = 815
Tipo di piedritto del ponte, a destra: spalla tozza
Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:
fattore di difformità $\gamma_c = 1.035$

- CONTORNO

> Rinfianchi (o Riempimento):
Dist.da linea di chiave(cm) = 0
Peso specifico (kN/m³) = 19.00
Coefficiente k_p per spinta passiva dal riempimento dell'arco = 0.500
(le eventuali azioni da spinta passiva sono definite nelle Condizioni di Carico)
> Sottofondo:
Spessore (cm) = 8
Peso specifico (kN/m³) = 20.00
> Pavimentazione:
Spessore (cm) = 7
Peso specifico (kN/m³) = 25.00

PONTE: terreno a tergo della spalla
Angolo di attrito interno $\Phi' = 75.41^\circ$
coefficiente parziale $\gamma_{\Phi'} = 1.00$
- valore di progetto $\Phi'd = 38.00^\circ$

Angolo di attrito terra-paramento $\delta = 25.33^\circ$
 - valore di progetto $\delta d = 25.33^\circ$
 Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale $\beta = 0.00$
 Angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte ψ : a sx = 90.00° , a dx = 90.00°
 Coefficienti di spinta:
 - Spinta statica:
 a riposo: $K_0 = 0.384$
 attiva (sx): $K_a = 0.217$
 passiva (sx): $K_p = 14.217$
 attiva (dx): $K_a = 0.217$
 passiva (dx): $K_p = 14.217$
 - Spinta sismica per PGA,DLV (Mononobe-Okabe, per spalla alta):
 attiva (dx): $K_a = 0.339$
 passiva (dx): $K_p = 3.799$
 attiva (dx): $K_a = 0.339$
 passiva (dx): $K_p = 3.799$
 Peso specifico del terreno (kN/m^3) = 18.00
 Spinta statica: attiva (K_a)
 Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica = 0%
 Quota superiore di inizio della spinta del terreno: dalla superficie di estradosso del riempimento

- MURATURA VOLTA

Tipologia: (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche
 Resistenza media a Compressione f_m (N/mm^2) = 4.485
 Fattore di Confidenza FC = 1.200
 Ponte: fattore di difformità γ_C : arcata: 0.765
 da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.000$
 Peso Specifico (kN/m^3) = 18.00
 Giunti: coefficiente d'attrito $f = 0.70$
 Coefficiente parziale di sicurezza γ_M : in Analisi Statica = 3
 in Analisi Sismica = 2
 Coefficiente di degrado $\gamma_D = 1.00$
 Resistenze di progetto: $f_{m,d} = f_m / \gamma_D / \gamma_M / FC'$; $f_{d,d} = f / \gamma_D / \gamma_M / FC'$:
 Statica ($\gamma_M = 3.00$): $f_{m,d} = 1.495$; $f_{d,d} = 0.23$ (13.1°)
 Sismica ($\gamma_M = 2.00$): $f_{m,d} = 2.243$; $f_{d,d} = 0.35$ (19.3°)

- MURATURA PIEDRITTI

Tipologia: (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche
 Resistenza media a Compressione f_m (N/mm^2) = 4.485
 Fattore di Confidenza FC = 1.200
 Ponte: fattore di difformità γ_C : piedritto sx: 1.035
 da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.242$
 fattore di difformità γ_C : piedritto dx: 1.035
 da cui: valore di progetto per FC: $FC' = 1.242$
 Peso Specifico (kN/m^3) = 18.00
 Giunti: coefficiente d'attrito $f = 0.70$
 Coefficiente parziale di sicurezza γ_M : in Analisi Statica = 3
 in Analisi Sismica = 2
 Coefficiente di degrado $\gamma_D = 1.10$
 Resistenze di progetto: $f_{m,d} = f_m / \gamma_D / \gamma_M / FC'$; $f_{d,d} = f / \gamma_D / \gamma_M / FC'$:
 Statica ($\gamma_M = 3.00$): Sx: $f_{m,d} = 1.094$; $f_{d,d} = 0.17$ (9.7°); Dx: $f_{m,d} = 1.094$; $f_{d,d} = 0.17$ (0.0°)
 Sismica ($\gamma_M = 2.00$): Sx: $f_{m,d} = 1.641$; $f_{d,d} = 0.26$ (14.4°); Dx: $f_{m,d} = 1.641$; $f_{d,d} = 0.26$ (14.4°)

- TIMPANO

Dimensioni (cm):
 spessore timpano $s_t = 100$
 altezza timpano $h_t = 128$
 spessore massicciata gravante sul cuneo di spinta $h_m = 0$
 spessore parapetto $s_p = 40$
 altezza parapetto $h_p = 90$
 Pesi specifici (kN/m^3):
 muratura (timpano, parapetto) = 18.00
 riempimento = 19.00
 massicciata = 18.00
 Angolo di attrito interno $\Phi' = 30.00^\circ$
 coefficiente parziale $\gamma_{\Phi'} = 1.25$
 - valore di progetto $\Phi'd = 24.79^\circ$
 Angolo β dalla verticale alla superficie del cuneo di spinta: $\beta = 45^\circ - \Phi'/2 = 32.60^\circ$
 Fattore di comportamento $q = 1.50$
 Fattore di confidenza FC = 1.20

- RINFORZI

Rinforzi a trazione:
 i rinforzi a trazione sono specificati con le seguenti convenzioni:
 i:R dove i=interfaccia e R=resistenza a trazione (kN), dove 'i' può assumere i seguenti valori:
 i = n° interfaccia, i = T (tutte le interfacce), i = j-k (interfacce comprese fra la j e la k incluse).
 Sono stati specificati i seguenti rinforzi a trazione:
 - in estradosso:
 - in intradosso:

CARICHI: Condizioni di Carico Elementari CCE

CCE n°1

Permanenti strutturali e non strutturali

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali	
	volta rinfianco sx rinfianco dx sottof. pavim.	

	1.00 x x x	

CCE n °2**Permanenti**

| psi,2 | Pesì propri e carichi permanenti non strutturali |
 | | volta | rinfianco sx | rinfianco dx | sottof. | pavim. |
 |-----|
 | 1.00 | | | | x | x |

Carichi lineari

N.	Lungo	Dim.	X	Y	q.X: +	q.Z: + verso	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.	Pied.	Pied.
	X		(cm)	verso dx.	il basso	a 45°	vert.		+X	-X	sx	dx	
			(kN/m)										
2	x	1732	-104	22	0.00	6.50	x	x	x	x	x		
2	x	1732	-104	795	0.00	6.50	x	x	x	x	x		

CCE n °3**Folla compatta**

| psi,2 | Pesì propri e carichi permanenti non strutturali |
 | | volta | rinfianco sx | rinfianco dx | sottof. | pavim. |
 |-----|
 | 0.00 | | | | | |

Carichi di superficie

N.	Dim.X	Dim.Y	X	Y	q.Z	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.
	(cm)	(cm)	[(kN/m²)	a 45°	vert.		+X	-X		
3	1780	100	-120	40	5.00		x	x		
3	1780	100	-120	680	5.00		x	x		

CCE n °4**Traffico 20 t (esteso)**

| psi,2 | Pesì propri e carichi permanenti non strutturali |
 | | volta | rinfianco sx | rinfianco dx | sottof. | pavim. |
 |-----|
 | 0.00 | | | | | |

Carichi di superficie

N.	Dim.X	Dim.Y	X	Y	q.Z	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.
	(cm)	(cm)	[(kN/m²)	a 45°	vert.		+X	-X		
4	1732	500	-100	150	6.50		x	x		

CCE n °5**Traffico 20 t (eccentrico)**

| psi,2 | Pesì propri e carichi permanenti non strutturali |
 | | volta | rinfianco sx | rinfianco dx | sottof. | pavim. |
 |-----|
 | 0.00 | | | | | |

Carichi di superficie

N.	Dim.X	Dim.Y	X	Y	q.Z	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.
	(cm)	(cm)	[(kN/m²)	a 45°	vert.		+X	-X		
5	900	250	-100	150	6.50		x	x		

CCE n °6**Traffico 20t (solo corsia 2)**

| psi,2 | Pesì propri e carichi permanenti non strutturali |
 | | volta | rinfianco sx | rinfianco dx | sottof. | pavim. |
 |-----|
 | 0.00 | | | | | |

Carichi di superficie

N.	Dim.X	Dim.Y	X	Y	q.Z	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.
	(cm)	(cm)	[(kN/m²)	a 45°	vert.		+X	-X		
6	1732	250	-100	400	6.50		x	x		

CCE n °7**Mezzo 20 t (eccentrico)**

| psi,2 | Pesì propri e carichi permanenti non strutturali |
 | | volta | rinfianco sx | rinfianco dx | sottof. | pavim. |
 |-----|
 | 0.00 | | | | | |

Carichi concentrati

N.	Su	n°	X	Y	P.X: +	P.Z: + verso	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.
	concio	concio	(cm)	verso dx.	il basso	a 45°	vert.		+X	-X	
			(kN)								

7	0	-100	160	0.00	40.00	x	x	x			
7	0	300	160	0.00	60.00	x	x	x			
7	0	-100	360	0.00	40.00	x	x	x			
7	0	300	360	0.00	60.00	x	x	x			

CCE n °8

Traffico 25 t (esteso)

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali	
	volta rinfianco sx rinfianco dx sottof. pavim.	

0.00		

Carichi di superficie

N.	Dim.X	Dim.Y	X	Y	q.Z	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.
	(cm)	(cm)	(KN/m²)	a 45°	vert.		+X	-X		
8	1732	500	-100	150	8.00		x	x		

CCE n °9

Traffico 25 t (eccentrico)

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali	
	volta rinfianco sx rinfianco dx sottof. pavim.	

0.00		

Carichi di superficie

N.	Dim.X	Dim.Y	X	Y	q.Z	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.
	(cm)	(cm)	(KN/m²)	a 45°	vert.		+X	-X		
9	900	250	-100	150	8.00		x	x		

CCE n °10

Traffico 25t (solo corsia 2)

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali	
	volta rinfianco sx rinfianco dx sottof. pavim.	

0.00		

Carichi di superficie

N.	Dim.X	Dim.Y	X	Y	q.Z	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.
	(cm)	(cm)	(KN/m²)	a 45°	vert.		+X	-X		
10	1732	250	-100	400	8.00		x	x		

CCE n °11

Mezzo 25 t (eccentrico)

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali	
	volta rinfianco sx rinfianco dx sottof. pavim.	

0.00		

Carichi concentrati

N.	Su	n°	X	Y	P.X: +	P.Z: + verso	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.
	concio	concio	(cm)	verso dx.	il basso	a 45°	vert.		+X	-X	
			(kN)								
11	1	0	160	0.00	50.00		x	x	x		
11	1	200	160	0.00	50.00		x	x	x		
11	0	0	360	0.00	50.00		x	x	x		
11	0	200	360	0.00	50.00		x	x	x		
11	0	600	160	0.00	25.00		x	x	x		
11	0	600	360	0.00	25.00		x	x	x		

CCE n °12

Frenamento (mezzo 20 t)

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali	
	volta rinfianco sx rinfianco dx sottof. pavim.	

0.00		

Carichi lineari

N.	Lungo	Dim.	X	Y	q.X: +	q.Z: + verso	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.	Pied.	Pied.
	X	(cm)	verso dx.	il basso	a 45°	vert.		+X	-X	sx	dx		
		(kN/m)											
12	x	800	-100	260	15.00	0.00		x	x	x			

CCE n °13

Frenamento (mezzo 25 t)

psi,2	Pesi propri e carichi permanenti non strutturali
volta	rinfianco sx rinfianco dx sottof. pavim.
0.00	

Carichi lineari

N.	Lungo	Dim.	X	Y	q.X: +	q.Z: + verso	Diff.	Molt.	Stat.	Sism.	Sism.	Pied.	Pied.
X		(cm)			verso dx.	il basso	a 45°	vert.	+X	-X	sx	dx	
					(kN/m)								
13	x	1000	-100	260	15.00	0.00	x	x	x				

CARICHI: Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari

CCC n °1

Carichi verticali estesi 25 t (max carico)

1.30 * CCE n.1
 1.30 * CCE n.2
 1.50 * CCE n.3
 1.50 * CCE n.8

CCC n °2

Carichi verticali estesi 25 t (max soll.)

1.30 * CCE n.1
 1.30 * CCE n.2
 1.50 * CCE n.9
 1.00 * CCE n.10

CCC n °3

Mezzo 25 t vert max

1.30 * CCE n.1
 1.50 * CCE n.2
 1.00 * CCE n.10
 1.50 * CCE n.11

CCC n °4

Mezzo 25 t e frenata

1.30 * CCE n.1
 1.50 * CCE n.2
 1.00 * CCE n.10
 1.00 * CCE n.11
 1.50 * CCE n.13

CCC n °5

Carichi verticali estesi 20 t (max carico)

1.30 * CCE n.1
 1.30 * CCE n.2
 1.50 * CCE n.3
 1.50 * CCE n.4

CCC n °6

Carichi verticali estesi 20 t (max soll.)

1.30 * CCE n.1
 1.30 * CCE n.2
 1.50 * CCE n.5
 1.00 * CCE n.6

CCC n °7

Mezzo 20t vert max

1.30 * CCE n.1
 1.50 * CCE n.2
 1.00 * CCE n.6
 1.50 * CCE n.7

CCC n °8

Mezzo 20 t e frenata

1.30 * CCE n.1
 1.50 * CCE n.2
 1.00 * CCE n.6
 1.00 * CCE n.7
 1.50 * CCE n.12

DATI CONCI - Carichi in kN, Lunghezze in cm

Baricentri (cm)

N.	Xg	Zg	ang.(°)
1	-22.3	79.2	56.50
2	46.8	170.9	49.50
3	126.6	253.5	42.50
4	215.9	325.8	35.50
5	313.3	386.7	28.50
6	387.7	400.9	24.00
7	417.3	413.5	22.00
8	447.3	425.0	20.00
9	477.6	435.5	18.00
10	508.4	444.9	16.00
11	574.0	445.0	12.00
12	667.5	459.8	6.00
13	762.1	464.8	0.00
14	856.7	459.8	-6.00

15	950.2	445.0	-12.00
16	1015.8	444.9	-16.00
17	1046.6	435.5	-18.00
18	1076.9	425.0	-20.00
19	1106.9	413.5	-22.00
20	1136.5	400.9	-24.00
21	1211.0	386.7	-28.50
22	1308.4	325.8	-35.50
23	1397.6	253.5	-42.50
24	1477.4	170.9	-49.50
25	1546.5	79.2	-56.50

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 1

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	
1	202.16	393.29	-49.4				
2	202.16	343.67	-45.9				
3	202.16	268.26	-42.0				
4	202.16	178.41	-38.4				
5	202.16	96.41	-29.2				
6	37.69	25.15	-16.7				
7	37.69	19.22	-15.6				
8	37.69	13.63	-14.5				
9	37.69	8.41	-13.8				
10	37.69	5.69	-5.4				
11	69.51	30.56	-12.7				
12	69.51	8.29	-17.3				
13	69.51	0.68	0.0				
14	69.51	8.29	17.3				
15	69.51	30.56	12.7				
16	37.69	5.69	5.4				
17	37.69	8.41	13.8				
18	37.69	13.63	14.5				
19	37.69	19.22	15.6				
20	37.69	25.15	16.7				
21	202.16	96.41	29.2				
22	202.16	178.41	38.4				
23	202.16	268.26	42.0				
24	202.16	343.67	45.9				
25	202.16	393.29	49.4				

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup.	Dx Q sup.
	(kN)	(cm)
	(molt.)	(no molt.)
Nessun carico		

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z	Dx Q lin.Z	Q lin.X
	(kN/m)	(cm)	(kN/m)
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)
			statica sisma +X sisma -X
Nessun carico			

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z	Dx P conc.Z	P conc.X
	(kN/m)	(cm)	(kN/m)
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)
			statica sisma +X sisma -X
Nessun carico			

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 2

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	
1			8.79	-47.9	9.61	-47.9	
2			10.34	-43.7	11.31	-43.7	
3			11.74	-38.8	12.84	-38.8	
4			12.96	-33.4	14.18	-33.4	
5			16.20	-19.0	17.71	-19.0	
6			3.99	-16.0	4.37	-16.0	
7			4.05	-14.7	4.43	-14.7	
8			4.11	-13.5	4.49	-13.5	
9			4.16	-12.2	4.55	-12.2	
10			5.21	-7.0	5.70	-7.0	
11			12.42	-5.0	13.58	-5.0	
12			12.62	-2.5	13.81	-2.5	
13			12.69	0.0	13.88	0.0	
14			12.62	2.5	13.81	2.5	
15			12.42	5.0	13.58	5.0	

16			5.21	7.0	5.70	7.0
17			4.16	12.2	4.55	12.2
18			4.11	13.5	4.49	13.5
19			4.05	14.7	4.43	14.7
20			3.99	16.0	4.37	16.0
21			16.20	19.0	17.71	19.0
22			12.96	33.4	14.18	33.4
23			11.74	38.8	12.84	38.8
24			10.34	43.7	11.31	43.7
25			8.79	47.9	9.61	47.9

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)
Nessun carico				

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)			
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X sisma -X
1	8.70	-48.2				
2	10.40	-43.8				
3	11.70	-38.6				
4	12.87	-33.4				
5	16.12	-19.3				
6	4.03	-16.2				
7	4.03	-14.8				
8	4.16	-13.3				
9	4.03	-12.1				
10	5.20	-7.4				
11	12.48	-5.0				
12	12.48	-2.5				
13	12.74	-0.1				
14	12.61	2.8				
15	12.35	5.3				
16	5.20	7.2				
17	4.16	12.4				
18	4.03	13.6				
19	4.03	14.6				
20	4.03	16.0				
21	16.12	19.0				
22	12.87	33.1				
23	11.70	38.4				
24	10.40	43.6				
25	8.71	48.0				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)			
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)	statica	sisma +X sisma -X
Nessun carico						

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 3

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
		rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)		
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)
1	6.93	-47.9		
2	8.15	-43.7		
3	9.25	-38.8		
4	10.22	-33.4		
5	12.76	-19.0		
6	3.15	-16.0		
7	3.19	-14.7		
8	3.24	-13.5		
9	3.28	-12.2		
10	4.11	-7.0		
11	9.79	-5.0		
12	9.95	-2.5		
13	10.00	0.0		
14	9.95	2.5		
15	9.79	5.0		
16	4.11	7.0		
17	3.28	12.2		

18	3.24	13.5
19	3.19	14.7
20	3.15	16.0
21	12.76	19.0
22	10.22	33.4
23	9.25	38.8
24	8.15	43.7
25	6.93	47.9

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	

Nessun carico				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	

Nessun carico				

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 4

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	

Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	
1	20.67	-46.0	
2	25.83	-43.7	
3	29.32	-38.8	
4	32.38	-33.4	
5	40.46	-19.0	
6	9.97	-16.0	
7	10.12	-14.7	
8	10.26	-13.5	
9	10.38	-12.2	
10	13.02	-7.0	
11	31.02	-5.0	
12	31.53	-2.5	
13	31.71	0.0	
14	31.53	2.5	
15	31.02	5.0	
16	13.02	7.0	
17	10.38	12.2	
18	10.26	13.5	
19	10.12	14.7	
20	9.97	16.0	
21	40.46	19.0	
22	32.38	33.4	
23	29.32	38.8	
24	25.83	43.7	
25	21.95	47.9	

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	

Nessun carico				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	

Nessun carico				

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 5

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	

| Nessun carico |

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	
1	10.31	-46.0	
2	12.89	-43.7	
3	14.63	-38.8	
4	16.15	-33.4	
5	20.18	-19.0	
6	4.97	-16.0	
7	5.05	-14.7	
8	5.12	-13.5	
9	5.18	-12.2	
10	6.50	-7.0	
11	15.47	-5.0	
12	15.73	-2.5	
13	14.07	-5.4	

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	
Nessun carico				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	
Nessun carico				

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 6

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof sottof	pavim	pavim		
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	
1	10.34	-46.0	
2	12.91	-43.7	
3	14.66	-38.8	
4	16.19	-33.4	
5	20.23	-19.0	
6	4.99	-16.0	
7	5.06	-14.7	
8	5.13	-13.5	
9	5.19	-12.2	
10	6.51	-7.0	
11	15.51	-5.0	
12	15.77	-2.5	
13	15.85	0.0	
14	15.77	2.5	
15	15.51	5.0	
16	6.51	7.0	
17	5.19	12.2	
18	5.13	13.5	
19	5.06	14.7	
20	4.99	16.0	
21	20.23	19.0	
22	16.19	33.4	
23	14.66	38.8	
24	12.91	43.7	
25	10.98	47.9	

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	
Nessun carico				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)	
	(molt.)	[(no molt.)]	(molt.)	[(no molt.)]

Nessun carico				

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 7

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	

Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup.	Dx Q sup.
	(kN)	(cm)
	(molt.)	[(no molt.)]

Nessun carico		

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.)	[(no molt.)]	(molt.)	[(no molt.)]

Nessun carico				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)	
	(molt.)	[(no molt.)]	(molt.)	[(no molt.)]

1	80.00	-72.2		
5	120.00	-13.3		

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 8

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	

Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup.	Dx Q sup.
	(kN)	(cm)
	(molt.)	[(no molt.)]

1	25.44	-46.0
2	31.79	-43.7
3	36.09	-38.8
4	39.85	-33.4
5	49.79	-19.0
6	12.27	-16.0
7	12.46	-14.7
8	12.62	-13.5
9	12.78	-12.2
10	16.03	-7.0
11	38.17	-5.0
12	38.81	-2.5
13	39.03	0.0
14	38.81	2.5
15	38.17	5.0
16	16.03	7.0
17	12.78	12.2
18	12.62	13.5
19	12.46	14.7
20	12.27	16.0
21	49.79	19.0
22	39.85	33.4
23	36.09	38.8
24	31.79	43.7
25	27.02	47.9

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.)	[(no molt.)]	(molt.)	[(no molt.)]

Nessun carico				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)

Nessun carico				

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 9

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	

Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)

1	12.69	-46.0	
2	15.86	-43.7	
3	18.00	-38.8	
4	19.88	-33.4	
5	24.84	-19.0	
6	6.12	-16.0	
7	6.21	-14.7	
8	6.30	-13.5	
9	6.37	-12.2	
10	8.00	-7.0	
11	19.04	-5.0	
12	19.36	-2.5	
13	17.31	-5.4	

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)

Nessun carico				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)

Nessun carico				

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 10

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	

Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)

1	12.72	-46.0	
2	15.89	-43.7	
3	18.04	-38.8	
4	19.92	-33.4	
5	24.90	-19.0	
6	6.14	-16.0	
7	6.23	-14.7	
8	6.31	-13.5	
9	6.39	-12.2	
10	8.01	-7.0	
11	19.09	-5.0	
12	19.41	-2.5	
13	19.51	0.0	
14	19.41	2.5	
15	19.09	5.0	
16	8.01	7.0	
17	6.39	12.2	
18	6.31	13.5	
19	6.23	14.7	
20	6.14	16.0	
21	24.90	19.0	

22	19.92		33.4	
23	18.04		38.8	
24	15.89		43.7	
25	13.51		47.9	

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	
Nessun carico				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	
Nessun carico				

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 11

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	
Nessun carico			

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	
Nessun carico				

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	
2	100.00	-46.8		
4	100.00	-15.9		
11	50.00	26.0		

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 12

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	
Nessun carico			

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	
	(molt.) (no molt.)	(molt.) (no molt.)	statica sisma +X sisma -X	
1			9.81	
2			11.72	
3			13.19	
4			14.51	
5			18.17	
6			4.54	
7			4.54	
8			4.69	

9				4.54		
10				5.86		
11				14.07		
12				14.07		
13				0.29		

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)			
	(molt.)	[(no molt.)]	(molt.)	[(no molt.)]	statica	sisma +X sisma -X
Nessun carico						

Arco n. 1 - Condizione di Carico Elementare n. 13

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim	
Nessun carico							

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup. (kN)	Dx Q sup. (cm)		
	(molt.)	[(no molt.)]	(molt.)	[(no molt.)]
Nessun carico				

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)			
	(molt.)	[(no molt.)]	(molt.)	[(no molt.)]	statica	sisma +X sisma -X
1			9.85			
2			11.78			
3			13.25			
4			14.57			
5			18.25			
6			4.56			
7			4.56			
8			4.71			
9			4.56			
10			5.89			
11			14.13			
12			14.13			
13			14.43			
14			14.28			
15			1.03			

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z (kN/m)	Dx P conc.Z (cm)	P conc.X (kN/m)			
	(molt.)	[(no molt.)]	(molt.)	[(no molt.)]	statica	sisma +X sisma -X
Nessun carico						

PARAMETRI DI CALCOLO

> Schematizzazione geometrica

Generazione conci: numero di conci specificato

Per conci di uguale lunghezza: - lunghezza conci (cm) : 15

Controllo di conci tutti uguali : Si

Per numero di conci specificato: - numero di conci : 5

Lunghezza conci piedritto sx (cm) : 10

Lunghezza conci piedritto dx (cm) : 10

> Tipo di Analisi (statica = sempre eseguita)

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale : Si

Analisi Sismica : Si

- considerare la componente sismica verticale : No

- per sisma verticale: considerare sempre il 100% degli effetti : No

- con forze sismiche verticali: 1=verso l'alto, 2=verso il basso, 3=dependenti dal cinematisimo : 3

- valore del moltiplicatore orizzontale prefissato : 5

- con analisi dei piedritti: molt.prefissato = molt. di collasso del sistema : No

> Dati Edificio

Numero piani dell'edificio : 1

Altezza complessiva struttura rispetto alla fondazione (m) : 3

Imposta Sinistra della struttura voltata: Quota da fondazioni (m) : 3

Vita Nominale (anni) : 35

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) : 2

> Impostazione dello Spettro di Risposta elastico (componente orizzontale)

(Fo,S,TB,TC,TD: 1=dependenti da ag, 2=indipendenti da ag : 1

> Determinazione dell'Azione Sismica

Individuazione del sito: Longitudine EDS0 (gradi sessadecimali) : 11.870998

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 45.500909
Tipo di interpolazione: 1=media ponderata, 2=superficie rigata : 2
Tab.2,All.B: 0=località non in Tab.2, i(1-20)=isola : 0
ag(g),Fo,Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento
30,.033,2.561,219
50,.041,2.578,264
72,.05,2.521,275
101,.058,2.551,281
140,.067,2.537,29
201,.079,2.486,301
475,.11,2.498,317
975,.142,2.517,331
2475,.196,2.552,343
6.80675301834761E-03,466923629483006
Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:
ag(TR) = k * TR^α, dove:
k = 0.006806753, α = 0.466923629

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR

SLE: SLO : 81

SLE: SLD : 63

SLU: SLV : 10

SLU: SLC : 5

ag(g),Fo,Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

SLO: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 21,.033,2.561,219

SLD: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 35,.035,2.566,232

SLV: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 332,.096,2.493,31

SLC: TR(anni),ag(g),Fo,Tc*(sec) : 682,.125,2.508,324

SLO: S,TB,TC,TD : 1.8,195,585,1.732

SLD: S,TB,TC,TD : 1.8,201,602,1.74

SLV: S,TB,TC,TD : 1.8,232,696,1.984

SLC: S,TB,TC,TD : 1.8,237,712,2.1

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) : 4

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) : 1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico : 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST : 1

Microzonazione sismica : No

> Verifiche di Sicurezza

Verifica ad Attrito : Sì

- applicare GammaM e FC per il coefficiente d'attrito di progetto : Sì

Verifica a Compressione : Sì

- tensione limite sempre da diagramma di compressione su s/3 : Sì

GammaM in Analisi Statica : 3

GammaM in Analisi Sismica : 2

> Per Analisi Sismica

Capacità in termini di PGA calcolata con struttura rigida : Sì

Indicatore di rischio zeta,E target : .8

Coeff. part. modale : 1.2

Primo periodo (sec) : .114

Smorzamento viscoso (csi) (%) : 5

Fattore di comportamento q: in direzione orizzontale : 2

- in direzione verticale : 1.5

> Parametri Vari

Non eseguire l'analisi dei piedritti : No

> Per Rinforzi in FRP

Ottimizzare larghezza dei nastri : Sì

Larghezza minima dei nastri (cm) : 5

Collasso a trazione per moltiplicatore orizzontale in input : No

> Discretizzazione curve

Archi di Cerchio (°) : 1

Archi di Ellisse (°) : .1

> Precisioni e tolleranze numeriche

Tolleranza per operazioni su matrici (std: 10⁻⁸) : .00000001

Tolleranza ||RNE|| / ||F|| (std: 0.001) : .00001

Minima forza da considerare (kN) : .01

Minimo momento da considerare (kN m) : .01

Trazione massima consentita nella muratura non consolidata (kN) : .01

Cinematismo potenziale nel caso di collasso per superamento tolleranze : Sì

> Per Analisi del Cedimento limite

Consentire la variazione delle cerniere nel corso dell'analisi incrementale : Sì

> Criteri di elaborazione

Evitare la formazione di cerniere su interfacce consecutive : Sì

RISULTATI ANALISI

ARCO n. 1

Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (8)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto (|T| / N,Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: f_d = tg φ]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

Resistenza a compressione di progetto: f_{md} = f_m / γ_M / F_C / γ_D = 1.495 N/mm², dove:

f_m = 4.485 N/mm²

γ_M = 3.00

F_C = max[1.000, FC·γ_C] = 1.000, con: FC = 1.20, γ_C = 0.765

γ_D = 1.00

Resistenza ad attrito di progetto: f_d = f / γ_M / F_C / γ_D = 0.23 (φ = 13.1°), dove:

f = 0.70
 $\gamma_M = 3.00$
 $F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$
 $\gamma_D = 1.00$

Verifica a Trazione dei rinforzi Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio (kN-m)	Risult. (kN-m)	Momento (cm)	Mom.ult. (°)	Dist.:In.-Asse (N/mm²)	Ang.Scor. (cm)	Tens.Mur. (dominio)	
1	1759.56	3524.21	-246.81	5289.53	-1058.79	-2024.59	40.0	-20.0	2.7	1.082
2	1442.05	3087.13	-372.62	4544.48	-987.05	-1875.71	38.2	-21.8	4.7	0.970
3	1258.68	2607.84	-358.34	3883.09	-809.50	-1706.42	39.1	-20.9	5.3	0.810
4	1136.09	2200.60	-262.11	3346.97	-638.71	-1545.13	40.9	-19.1	4.5	0.668
5	1028.96	1921.39	-139.45	2953.64	-535.46	-1413.00	41.9	-18.1	2.7	0.575
6	1362.67	1317.51	-2.20	2680.19	18.07	777.29	40.7	0.7	0.0	0.432
7	1320.62	1310.61	15.57	2631.28	4.00	768.38	40.2	0.2	0.3	0.408
8	1278.21	1311.21	29.90	2589.59	-13.20	-760.61	39.5	-0.5	0.7	0.412
9	1236.16	1317.86	40.76	2554.34	-32.68	-753.93	38.7	-1.3	0.9	0.429
10	1195.42	1329.07	47.77	2524.94	-53.46	-748.27	37.9	-2.1	1.1	0.449
11	1846.58	650.20	63.51	2497.59	299.10	368.38	37.0	12.0	1.5	1.495
12	1693.89	756.42	51.12	2450.85	234.37	366.19	34.6	9.6	1.2	1.299
13	1607.95	822.52	19.27	2430.54	196.36	365.21	33.1	8.1	0.5	1.175
14	1607.93	822.54	-19.29	2430.54	196.35	365.21	33.1	8.1	0.5	1.175
15	1693.86	756.48	-50.96	2450.87	234.34	366.19	34.6	9.6	1.2	1.298
16	1846.48	650.30	-63.52	2497.59	299.05	368.38	37.0	12.0	1.5	1.495
17	1195.34	1329.14	-47.78	2524.93	-53.52	-748.27	37.9	-2.1	1.1	0.449
18	1236.13	1317.94	-40.62	2554.39	-32.72	-753.93	38.7	-1.3	0.9	0.429
19	1278.12	1311.30	-29.91	2589.58	-13.27	-760.61	39.5	-0.5	0.7	0.412
20	1320.52	1310.71	-15.58	2631.27	3.93	768.38	40.1	0.1	0.3	0.408
21	1362.57	1317.61	2.19	2680.18	17.98	777.29	40.7	0.7	0.0	0.432
22	1028.87	1921.48	139.44	2953.64	-535.57	-1413.00	41.8	-18.2	2.7	0.575
23	1135.98	2200.71	262.10	3346.96	-638.84	-1545.13	40.9	-19.1	4.5	0.668
24	1258.55	2607.96	358.33	3883.08	-809.65	-1706.41	39.1	-20.9	5.3	0.810
25	1441.91	3087.27	372.61	4544.47	-987.22	-1875.70	38.2	-21.8	4.7	0.970
26	1761.42	3524.39	247.99	5291.62	-1057.78	-2024.93	40.0	-20.0	2.7	1.081

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione (sull'orizz.°)	Distanze dal piedritto (cm) in dir.X	in dir.Z
Sinistra	2428.14	4699.28	62.7	34.6	20.0
Destra	2428.14	4701.64	62.7	34.6	20.0

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:
 $f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_M = 3.00$
 $F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$
 $\gamma_D = 1.00$
 Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:
 $f = 0.70$
 $\gamma_M = 3.00$
 $F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$
 $\gamma_D = 1.10$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{compr}$. con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°	Quota (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio (kN-m)	Momento (cm)	Ecc. (°)	Ecc.lim (N/mm²)	Ang.Scor. (cm)	Tens.Mur. (dominio)	Zona reag. (kN-m)	Mu	
1	0.0	5454.51	-2428.14	2176.1800	39.9	100.0	24.0	0.742	180.0	elast.parz.reag.	3786.5060
2	10.0	5483.85	-2428.14	1933.3700	35.3	100.0	23.9	0.693	194.0	elast.parz.reag.	3797.8540
3	20.0	5513.19	-2428.14	1690.5600	30.7	100.0	23.8	0.649	200.0	elast.inter.reag.	3809.1040
4	30.0	5542.53	-2428.14	1447.7400	26.1	100.0	23.7	0.606	200.0	elast.inter.reag.	3820.2580
5	40.0	5571.87	-2428.14	1204.9300	21.6	100.0	23.5	0.564	200.0	elast.inter.reag.	3831.3160
6	50.0	5601.21	-2428.14	962.1100	17.2	100.0	23.4	0.521	200.0	elast.inter.reag.	3842.2770
7	60.0	5630.55	-2428.14	719.3000	12.8	100.0	23.3	0.478	200.0	elast.inter.reag.	3853.1420
8	70.0	5659.89	-2428.14	476.4900	8.4	100.0	23.2	0.435	200.0	elast.inter.reag.	3863.9100
9	80.0	5689.23	-2428.14	233.6700	4.1	100.0	23.1	0.392	200.0	elast.inter.reag.	3874.5820
10	90.0	5718.57	-2428.14	-9.1400	-0.2	100.0	23.0	0.353	200.0	elast.inter.reag.	3885.1570
11	100.0	5747.91	-2428.14	-251.9600	-4.4	100.0	22.9	0.399	200.0	elast.inter.reag.	3895.6350

Verifica in fondazione

Sf.Norm. (kN)	Taglio (kN-m)	Momento (cm)	Ecc. (N/mm²)	Tens.med. (N/mm²)	Tens.max. (N/mm²)	Stato di sollecitazione
5894.61	-2428.14	-251.9600	-4.3	0.362	0.408	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:
 $f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_M = 3.00$

F'C = max[1.000, FC·γC] = 1.242, con: FC = 1.20, γC = 1.035
 γD = 1.00

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma M / F'C / \gamma D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

f = 0.70

γM = 3.00

F'C = max[1.000, FC·γC] = 1.242, con: FC = 1.20, γC = 1.035

γD = 1.10

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (phi). La verifica viene eseguita confrontando |T|/Ncompr. con il coefficiente d'attrito di progetto f,d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5456.87	-2428.14	2177.7200	39.9	100.0	24.0	0.743	180.0	elast.parz.reag.	3787.4230
2	10.0	5486.21	-2428.14	1934.9000	35.3	100.0	23.9	0.693	194.0	elast.parz.reag.	3798.7620
3	20.0	5515.55	-2428.14	1692.0900	30.7	100.0	23.8	0.650	200.0	elast.inter.reag.	3810.0050
4	30.0	5544.89	-2428.14	1449.2800	26.1	100.0	23.6	0.607	200.0	elast.inter.reag.	3821.1520
5	40.0	5574.23	-2428.14	1206.4600	21.6	100.0	23.5	0.564	200.0	elast.inter.reag.	3832.2010
6	50.0	5603.57	-2428.14	963.6500	17.2	100.0	23.4	0.521	200.0	elast.inter.reag.	3843.1550
7	60.0	5632.91	-2428.14	720.8300	12.8	100.0	23.3	0.478	200.0	elast.inter.reag.	3854.0120
8	70.0	5662.25	-2428.14	478.0200	8.4	100.0	23.2	0.435	200.0	elast.inter.reag.	3864.7720
9	80.0	5691.59	-2428.14	235.2100	4.1	100.0	23.1	0.392	200.0	elast.inter.reag.	3875.4360
10	90.0	5720.93	-2428.14	-7.6100	-0.1	100.0	23.0	0.352	200.0	elast.inter.reag.	3886.0030
11	100.0	5750.27	-2428.14	-250.4200	-4.4	100.0	22.9	0.399	200.0	elast.inter.reag.	3896.4740

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5896.97	-2428.14	-250.4200	-4.2	0.362	0.408	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (8)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto (|T| / N,Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f_d = tg \varphi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma M / F'C / \gamma D = 1.495$ N/mm², dove:

$f_m = 4.485$ N/mm²

γM = 3.00

F'C = max[1.000, FC·γC] = 1.000, con: FC = 1.20, γC = 0.765

γD = 1.00

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma M / F'C / \gamma D = 0.23$ ($\varphi = 13.1^\circ$), dove:

f = 0.70

γM = 3.00

F'C = max[1.000, FC·γC] = 1.000, con: FC = 1.20, γC = 0.765

γD = 1.00

Verifica a Trazione dei rinforzi Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Result.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.	
	(kN)	(kN)	(kN-m)	(°)	(cm)	(N/mm²)				
1	1474.25	3450.42	-358.13	4937.67	-1185.70	-1959.57	35.9	-24.1	4.2	1.121
2	1254.63	2917.98	-449.46	4196.74	-998.01	-1789.09	36.1	-23.9	6.1	0.946
3	1141.67	2376.11	-405.20	3541.04	-740.67	-1602.85	38.9	-21.1	6.6	0.739
4	1064.95	1934.34	-283.97	3012.70	-521.63	-1430.42	42.6	-17.4	5.4	0.573
5	982.84	1643.39	-141.52	2630.04	-396.33	-1292.71	44.9	-15.1	3.1	0.471
6	1307.68	1063.95	6.54	2371.63	97.49	717.83	44.1	4.1	0.2	0.476
7	1264.74	1061.47	27.88	2326.38	81.31	708.42	43.5	3.5	0.7	0.450
8	1219.94	1067.91	45.45	2288.30	60.81	700.34	42.7	2.7	1.1	0.421
9	1174.09	1081.70	59.24	2256.57	36.96	693.50	41.6	1.6	1.5	0.388
10	1128.26	1101.20	68.87	2230.53	10.82	687.81	40.5	0.5	1.8	0.354
11	1729.72	475.60	85.04	2206.95	313.53	351.75	39.2	14.2	2.2	1.495
12	1536.24	630.26	79.01	2167.93	226.49	349.01	35.5	10.5	2.1	1.218
13	1396.80	755.60	52.02	2153.04	160.30	347.99	32.4	7.4	1.4	1.000
14	1332.77	823.12	14.33	2155.93	127.41	348.24	30.9	5.9	0.4	0.904
15	1374.00	798.37	-41.90	2172.77	143.91	349.43	31.6	6.6	1.1	0.957
16	1519.79	687.81	-76.50	2208.93	208.00	351.91	34.4	9.4	2.0	1.159
17	993.27	1235.27	-71.88	2229.70	-96.80	-687.61	35.7	-4.3	1.8	0.453
18	1039.09	1212.62	-71.10	2252.83	-69.41	-692.62	36.9	-3.1	1.8	0.425
19	1087.93	1191.98	-66.14	2280.87	-41.62	-698.66	38.2	-1.8	1.7	0.398
20	1138.77	1175.13	-56.86	2314.61	-14.54	-705.85	39.4	-0.6	1.4	0.372
21	1190.61	1163.82	-43.39	2354.83	10.72	714.29	40.5	0.5	1.1	0.373
22	936.30	1648.63	75.43	2586.04	-427.40	-1276.76	43.5	-16.5	1.7	0.483
23	1068.78	1862.70	200.23	2938.31	-476.36	-1406.24	43.8	-16.2	3.9	0.543
24	1207.30	2213.55	311.59	3435.00	-603.75	-1572.29	42.4	-17.6	5.2	0.658
25	1387.46	2658.53	354.04	4061.44	-762.64	-1755.82	41.2	-18.8	5.0	0.804
26	1675.26	3096.31	269.74	4779.19	-852.63	-1928.63	42.1	-17.9	3.2	0.924

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)	
	(kN)	(kN)	sull'orizz.(°)	in dir.X	in dir.Z
Sinistra	2152.18	4443.95	64.2	31.1	18.0
Destra	2152.18	4267.17	63.2	36.5	21.1

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.10$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (phi). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5199.18	-2152.18	2286.2100	44.0	100.0	22.5	0.759	168.0	elast.parz.reag.	3683.6830
2	10.0	5228.52	-2152.18	2071.0000	39.6	100.0	22.4	0.708	181.0	elast.parz.reag.	3695.8700
3	20.0	5257.86	-2152.18	1855.7800	35.3	100.0	22.3	0.665	194.0	elast.parz.reag.	3707.9600
4	30.0	5287.20	-2152.18	1640.5600	31.0	100.0	22.1	0.626	200.0	elast.inter.reag.	3719.9550
5	40.0	5316.54	-2152.18	1425.3400	26.8	100.0	22.0	0.589	200.0	elast.inter.reag.	3731.8520
6	50.0	5345.88	-2152.18	1210.1200	22.6	100.0	21.9	0.551	200.0	elast.inter.reag.	3743.6530
7	60.0	5375.22	-2152.18	994.9100	18.5	100.0	21.8	0.513	200.0	elast.inter.reag.	3755.3580
8	70.0	5404.56	-2152.18	779.6900	14.4	100.0	21.7	0.475	200.0	elast.inter.reag.	3766.9660
9	80.0	5433.90	-2152.18	564.4700	10.4	100.0	21.6	0.437	200.0	elast.inter.reag.	3778.4780
10	90.0	5463.24	-2152.18	349.2500	6.4	100.0	21.5	0.399	200.0	elast.inter.reag.	3789.8930
11	100.0	5492.58	-2152.18	134.0300	2.4	100.0	21.4	0.362	200.0	elast.inter.reag.	3801.2110

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5639.28	-2152.18	134.0300	2.4	0.346	0.371	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.10$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (phi). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5022.40	-2152.18	1886.3100	37.6	100.0	23.2	0.658	187.0	elast.parz.reag.	3608.2090
2	10.0	5051.74	-2152.18	1671.0900	33.1	100.0	23.1	0.617	200.0	elast.inter.reag.	3620.9780
3	20.0	5081.08	-2152.18	1455.8800	28.7	100.0	23.0	0.580	200.0	elast.inter.reag.	3633.6500
4	30.0	5110.42	-2152.18	1240.6600	24.3	100.0	22.8	0.542	200.0	elast.inter.reag.	3646.2260
5	40.0	5139.76	-2152.18	1025.4400	20.0	100.0	22.7	0.504	200.0	elast.inter.reag.	3658.7050
6	50.0	5169.10	-2152.18	810.2200	15.7	100.0	22.6	0.466	200.0	elast.inter.reag.	3671.0880
7	60.0	5198.44	-2152.18	595.0000	11.4	100.0	22.5	0.428	200.0	elast.inter.reag.	3683.3740
8	70.0	5227.78	-2152.18	379.7900	7.3	100.0	22.4	0.391	200.0	elast.inter.reag.	3695.5630
9	80.0	5257.12	-2152.18	164.5700	3.1	100.0	22.3	0.353	200.0	elast.inter.reag.	3707.6570
10	90.0	5286.46	-2152.18	-50.6500	-1.0	100.0	22.2	0.334	200.0	elast.inter.reag.	3719.6530
11	100.0	5315.80	-2152.18	-265.8700	-5.0	100.0	22.0	0.375	200.0	elast.inter.reag.	3731.5530

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5462.50	-2152.18	-265.8700	-4.9	0.335	0.384	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

Combinazione di Condizioni di Carico: 3 (8)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ .
La verifica viene eseguita confrontando il rapporto $(|T| / N, \text{Compressione})$
con il coefficiente d'attrito di progetto: $f_d = \text{tg } \varphi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.495 \text{ N/mm}^2$, dove:
 $f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F_C \gamma_C] = 1.000$, con: $F_C = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.23$ ($\varphi = 13.1^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F_C \gamma_C] = 1.000$, con: $F_C = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Verifica a Trazione dei rinforzi Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Result.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.-	Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.
		(kN)		(kN-m)	(cm)		(°)	(N/mm²)		
1	1493.15	3612.88	-420.17	5123.29	-1271.84	-1993.73	35.1	-24.9	4.7	1.190
2	1353.27	3002.66	-541.33	4389.44	-989.64	-1834.92	37.3	-22.7	7.1	0.956
3	1189.33	2403.82	-426.60	3618.38	-728.69	-1626.08	39.7	-20.3	6.8	0.740
4	1155.71	1928.21	-329.75	3101.49	-463.50	-1460.07	45.0	-15.0	6.1	0.552
5	1020.02	1616.70	-88.57	2638.21	-358.01	-1296.74	46.4	-13.6	1.9	0.453
6	1325.98	1074.02	33.11	2400.23	100.78	723.63	44.2	4.2	0.8	0.484
7	1276.94	1081.18	47.28	2358.60	78.30	715.06	43.3	3.3	1.1	0.452
8	1228.67	1094.20	57.36	2323.57	53.79	707.72	42.3	2.3	1.4	0.418
9	1182.09	1111.36	63.40	2294.32	28.29	701.53	41.2	1.2	1.6	0.384
10	1138.36	1130.93	65.00	2270.22	2.97	696.39	40.1	0.1	1.6	0.351
11	1754.45	492.80	71.31	2248.38	315.41	354.57	39.0	14.0	1.8	1.495
12	1576.74	621.56	114.44	2201.28	238.79	351.26	35.9	10.9	3.0	1.272
13	1396.89	791.97	62.70	2189.75	151.23	350.60	31.9	6.9	1.6	0.982
14	1336.19	856.11	3.06	2192.30	120.02	350.85	30.5	5.5	0.1	0.891
15	1395.35	813.28	-49.21	2209.18	145.52	351.98	31.6	6.6	1.3	0.971
16	1552.78	692.11	-80.15	2246.31	215.17	354.42	34.6	9.6	2.0	1.191
17	1015.67	1250.94	-73.75	2267.81	-94.11	-695.82	35.8	-4.2	1.9	0.456
18	1062.79	1227.74	-71.86	2291.66	-65.98	-700.91	37.1	-2.9	1.8	0.427
19	1112.59	1207.00	-65.90	2320.52	-37.76	-707.04	38.4	-1.6	1.6	0.399
20	1164.10	1190.45	-55.70	2355.21	-10.54	-714.32	39.6	-0.4	1.4	0.373
21	1216.34	1179.80	-41.40	2396.49	14.62	722.84	40.6	0.6	1.0	0.384
22	954.08	1677.79	80.81	2633.12	-434.22	-1294.87	43.5	-16.5	1.8	0.491
23	1086.03	1897.73	206.06	2990.87	-487.02	-1424.91	43.7	-16.3	4.0	0.554
24	1224.68	2253.98	316.05	3492.99	-617.58	-1590.61	42.2	-17.8	5.2	0.671
25	1407.02	2702.02	355.28	4124.36	-777.00	-1772.55	41.1	-18.9	4.9	0.817
26	1700.33	3138.66	266.00	4846.30	-863.00	-1942.49	42.2	-17.8	3.1	0.936

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)	
	(kN)	(kN)	sull'orizz.(°)	in dir.X	in dir.Z
Sinistra	2189.14	4632.04	64.7	30.4	17.5
Destra	2189.14	4323.69	63.1	36.5	21.1

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F_C \gamma_C] = 1.242$, con: $F_C = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F_C \gamma_C] = 1.242$, con: $F_C = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.10$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (φ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{\text{compr.}}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)	
1	0.0	5387.27	-2189.14	2455.6600	45.6	100.0	22.1	0.810	163.0	elast.parz.reag.	3760.1370
2	10.0	5416.61	-2189.14	2236.7500	41.3	100.0	22.0	0.755	176.0	elast.parz.reag.	3771.7060
3	20.0	5445.95	-2189.14	2017.8400	37.1	100.0	21.9	0.708	189.0	elast.parz.reag.	3783.1780

4	30.0	5475.29	-2189.14	1798.9200	32.9	100.0	21.8	0.667	200.0	elast.inter.reag.	3794.5530
5	40.0	5504.63	-2189.14	1580.0100	28.7	100.0	21.7	0.629	200.0	elast.inter.reag.	3805.8320
6	50.0	5533.97	-2189.14	1361.0900	24.6	100.0	21.6	0.590	200.0	elast.inter.reag.	3817.0140
7	60.0	5563.31	-2189.14	1142.1800	20.5	100.0	21.5	0.552	200.0	elast.inter.reag.	3828.1000
8	70.0	5592.65	-2189.14	923.2700	16.5	100.0	21.4	0.513	200.0	elast.inter.reag.	3839.0890
9	80.0	5621.99	-2189.14	704.3500	12.5	100.0	21.3	0.475	200.0	elast.inter.reag.	3849.9820
10	90.0	5651.33	-2189.14	485.4400	8.6	100.0	21.2	0.436	200.0	elast.inter.reag.	3860.7780
11	100.0	5680.67	-2189.14	266.5200	4.7	100.0	21.1	0.398	200.0	elast.inter.reag.	3871.4780

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm ²)			
5827.37	-2189.14	266.5200	4.6	0.358	0.407	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.10$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{\text{compr}}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm ²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5078.92	-2189.14	1871.4900	36.8	100.0	23.3	0.658	189.0	elast.parz.reag.	3632.7200
2	10.0	5108.26	-2189.14	1652.5700	32.4	100.0	23.2	0.618	200.0	elast.inter.reag.	3645.3030
3	20.0	5137.60	-2189.14	1433.6600	27.9	100.0	23.1	0.579	200.0	elast.inter.reag.	3657.7900
4	30.0	5166.94	-2189.14	1214.7400	23.5	100.0	23.0	0.541	200.0	elast.inter.reag.	3670.1790
5	40.0	5196.28	-2189.14	995.8300	19.2	100.0	22.8	0.502	200.0	elast.inter.reag.	3682.4730
6	50.0	5225.62	-2189.14	776.9200	14.9	100.0	22.7	0.464	200.0	elast.inter.reag.	3694.6690
7	60.0	5254.96	-2189.14	558.0000	10.6	100.0	22.6	0.425	200.0	elast.inter.reag.	3706.7700
8	70.0	5284.30	-2189.14	339.0900	6.4	100.0	22.5	0.387	200.0	elast.inter.reag.	3718.7730
9	80.0	5313.64	-2189.14	120.1700	2.3	100.0	22.4	0.348	200.0	elast.inter.reag.	3730.6810
10	90.0	5342.98	-2189.14	-98.7400	-1.8	100.0	22.3	0.346	200.0	elast.inter.reag.	3742.4910
11	100.0	5372.32	-2189.14	-317.6500	-5.9	100.0	22.2	0.388	200.0	elast.inter.reag.	3754.2050

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm ²)			
5519.02	-2189.14	-317.6500	-5.8	0.339	0.397	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

Combinazione di Condizioni di Carico: 4 (8)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto $(|T| / N_{\text{Compressione}})$

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f_d = \text{tg } \phi$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.495 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.23$ ($\varphi = 13.1^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Verifica a Trazione dei rinforzi Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.
	(kN)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm ²)			
1	1259.77	3642.12	-504.27	4927.76	-1429.41	-1955.09	30.8	-29.2	1.300
2	1182.61	2969.34	-588.13	4193.40	-1072.04	-1783.75	34.2	-25.8	0.994
3	1103.07	2330.16	-470.21	3465.28	-736.26	-1576.24	38.6	-21.4	0.728
4	1101.28	1834.04	-341.03	2955.06	-439.66	-1407.62	45.0	-15.0	0.525
5	1011.02	1521.88	-112.48	2535.39	-306.51	-1256.46	47.9	-12.1	0.416

6	1345.99	972.86	33.60	2319.10	149.25	706.88	46.4	6.4	0.8	0.527
7	1298.86	984.48	53.28	2283.96	125.75	699.39	45.5	5.5	1.3	0.495
8	1250.52	1004.21	68.42	2255.76	98.52	693.27	44.4	4.4	1.7	0.459
9	1202.14	1030.27	79.13	2233.82	68.75	688.45	43.1	3.1	2.0	0.421
10	1154.87	1060.52	84.85	2217.02	37.74	684.75	41.7	1.7	2.2	0.383
11	1774.25	428.36	95.32	2204.67	336.47	351.56	40.3	15.3	2.5	1.495
12	1567.01	614.25	121.61	2184.65	238.19	350.07	35.9	10.9	3.2	1.267
13	1381.26	812.57	72.72	2195.03	142.17	350.95	31.5	6.5	1.9	0.957
14	1313.87	906.04	11.37	2219.93	101.96	352.75	29.6	4.6	0.3	0.845
15	1373.54	884.57	-47.18	2258.60	122.24	355.28	30.4	5.4	1.2	0.914
16	1533.09	762.70	-83.71	2297.32	192.60	357.66	33.4	8.4	2.1	1.131
17	1005.08	1312.30	-79.08	2318.72	-122.89	-706.57	34.7	-5.3	2.0	0.497
18	1054.58	1286.49	-78.96	2342.40	-92.77	-711.52	36.0	-4.0	1.9	0.466
19	1107.44	1262.40	-74.76	2371.02	-61.98	-717.47	37.4	-2.6	1.8	0.435
20	1162.69	1241.78	-66.31	2405.38	-31.63	-724.54	38.7	-1.3	1.6	0.405
21	1219.34	1226.32	-53.75	2446.25	-2.79	-732.81	39.9	-0.1	1.3	0.378
22	969.82	1709.70	62.52	2680.25	-443.93	-1313.08	43.4	-16.6	1.3	0.501
23	1120.71	1908.11	182.11	3034.29	-472.44	-1440.83	44.4	-15.6	3.4	0.551
24	1283.24	2237.23	286.78	3532.13	-572.40	-1603.69	43.7	-16.3	4.7	0.653
25	1494.01	2652.95	321.14	4159.38	-695.36	-1782.46	43.2	-16.8	4.4	0.780
26	1819.92	3052.56	227.48	4877.79	-739.58	-1949.24	44.8	-15.2	2.7	0.876

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)	
	(kN)	(kN)	sull'orizz.(°)	in dir.X	in dir.Z
Sinistra	2014.23	4497.30	65.9	26.7	15.4
Destra	2239.23	4333.43	62.7	38.8	22.4

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$$f = 0.70$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.10$$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{compr.}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5252.53	-2014.23	2588.1800	49.3	100.0	21.0	0.847	152.0	elast.parz.reag.	3705.7710
2	10.0	5281.87	-2014.23	2386.7500	45.2	100.0	20.9	0.788	164.0	elast.parz.reag.	3717.7830
3	20.0	5311.21	-2014.23	2185.3300	41.1	100.0	20.8	0.738	177.0	elast.parz.reag.	3729.6980
4	30.0	5340.55	-2014.23	1983.9100	37.1	100.0	20.7	0.695	189.0	elast.parz.reag.	3741.5170
5	40.0	5369.89	-2014.23	1782.4800	33.2	100.0	20.6	0.658	200.0	elast.inter.reag.	3753.2390
6	50.0	5399.23	-2014.23	1581.0600	29.3	100.0	20.5	0.622	200.0	elast.inter.reag.	3764.8650
7	60.0	5428.57	-2014.23	1379.6400	25.4	100.0	20.4	0.587	200.0	elast.inter.reag.	3776.3940
8	70.0	5457.91	-2014.23	1178.2100	21.6	100.0	20.3	0.552	200.0	elast.inter.reag.	3787.8260
9	80.0	5487.25	-2014.23	976.7900	17.8	100.0	20.2	0.516	200.0	elast.inter.reag.	3799.1620
10	90.0	5516.59	-2014.23	775.3700	14.1	100.0	20.1	0.481	200.0	elast.inter.reag.	3810.4020
11	100.0	5545.93	-2014.23	573.9400	10.3	100.0	20.0	0.446	200.0	elast.inter.reag.	3821.5450

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5692.63	-2014.23	573.9400	10.1	0.349	0.455	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$$f = 0.70$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.10$$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{compr.}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
[Sez]	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)			
1	0.0	5088.66	-2239.23	1758.0400	34.5	100.0	23.8	0.636	196.0	elast.parz.reag.	3636.9080
2	10.0	5118.00	-2239.23	1534.1200	30.0	100.0	23.6	0.596	200.0	elast.inter.reag.	3649.4590
3	20.0	5147.34	-2239.23	1310.2000	25.5	100.0	23.5	0.557	200.0	elast.inter.reag.	3661.9130
4	30.0	5176.68	-2239.23	1086.2700	21.0	100.0	23.4	0.518	200.0	elast.inter.reag.	3674.2710
5	40.0	5206.02	-2239.23	862.3500	16.6	100.0	23.3	0.478	200.0	elast.inter.reag.	3686.5330
6	50.0	5235.36	-2239.23	638.4300	12.2	100.0	23.2	0.439	200.0	elast.inter.reag.	3698.6970
7	60.0	5264.70	-2239.23	414.5000	7.9	100.0	23.0	0.399	200.0	elast.inter.reag.	3710.7650
8	70.0	5294.04	-2239.23	190.5800	3.6	100.0	22.9	0.360	200.0	elast.inter.reag.	3722.7370
9	80.0	5323.38	-2239.23	-33.3400	-0.6	100.0	22.8	0.333	200.0	elast.inter.reag.	3734.6120
10	90.0	5352.72	-2239.23	-257.2600	-4.8	100.0	22.7	0.376	200.0	elast.inter.reag.	3746.3910
11	100.0	5382.06	-2239.23	-481.1900	-8.9	100.0	22.6	0.419	200.0	elast.inter.reag.	3758.0730

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5528.76	-2239.23	-481.1900	-8.7	0.339	0.428	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

Combinazione di Condizioni di Carico: 5 (8)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N$, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f_d = tg \varphi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.495 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.23$ ($\varphi = 13.1^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Verifica a Trazione dei rinforzi Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Result.	Momento	Mom.ult.	Dist.:in.- Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.	
	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)					
1	1705.98	3453.93	-266.93	5166.81	-1048.77	-2003.36	39.7	-20.3	3.0	1.064
2	1407.30	3002.22	-381.80	4426.01	-956.95	-1847.80	38.3	-21.7	4.9	0.942
3	1234.98	2518.07	-359.08	3770.19	-769.86	-1673.81	39.5	-20.5	5.5	0.777
4	1117.05	2113.32	-256.91	3240.57	-597.77	-1509.99	41.5	-18.5	4.5	0.636
5	1010.04	1841.36	-130.83	2854.39	-498.79	-1377.19	42.5	-17.5	2.6	0.547
6	1331.41	1257.52	5.72	2588.94	29.55	760.52	41.1	1.1	0.1	0.431
7	1287.71	1253.95	23.49	2541.77	13.51	751.57	40.5	0.5	0.5	0.405
8	1243.59	1257.84	37.67	2501.71	-5.70	-743.80	39.8	-0.2	0.9	0.390
9	1199.82	1267.69	48.25	2467.98	-27.15	-737.15	38.9	-1.1	1.1	0.410
10	1157.40	1281.95	54.83	2439.96	-49.82	-731.55	38.0	-2.0	1.3	0.431
11	1783.47	629.64	69.18	2414.10	288.46	364.32	37.0	12.0	1.6	1.495
12	1624.18	745.19	54.90	2370.00	219.75	361.97	34.3	9.3	1.3	1.232
13	1534.60	816.33	20.60	2351.02	179.57	360.93	32.6	7.6	0.5	1.106
14	1534.58	816.35	-20.61	2351.02	179.56	360.93	32.6	7.6	0.5	1.106
15	1624.15	745.24	-54.75	2370.03	219.73	361.97	34.3	9.3	1.3	1.232
16	1783.39	629.72	-69.20	2414.09	288.42	364.32	37.0	12.0	1.6	1.495
17	1157.34	1282.00	-54.85	2439.96	-49.87	-731.55	38.0	-2.0	1.3	0.431
18	1199.81	1267.75	-48.11	2468.03	-27.18	-737.16	38.9	-1.1	1.1	0.410
19	1243.52	1257.91	-37.69	2501.71	-5.76	-743.80	39.8	-0.2	0.9	0.390
20	1287.63	1254.02	-23.51	2541.76	13.44	751.56	40.5	0.5	0.5	0.405
21	1331.32	1257.60	-5.74	2588.93	29.49	760.52	41.1	1.1	0.1	0.431
22	1009.95	1841.43	130.82	2854.38	-498.88	-1377.19	42.5	-17.5	2.6	0.547
23	1116.95	2113.41	256.90	3240.55	-597.87	-1509.99	41.5	-18.5	4.5	0.636
24	1234.87	2518.17	359.07	3770.17	-769.98	-1673.81	39.5	-20.5	5.5	0.778
25	1407.17	3002.32	381.79	4425.99	-957.09	-1847.80	38.3	-21.7	4.9	0.942
26	1707.49	3454.07	267.89	5168.51	-1047.95	-2003.65	39.7	-20.3	3.0	1.064

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)
(kN)	(kN)	sull'orizz.(°)	in dir.X	in dir.Z
Sinistra	2348.79	4602.08	63.0	34.4 19.8
Destra	2348.79	4603.99	63.0	34.4 19.8

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F C \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $F C = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.10$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{\text{compr.}}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, m, d]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5357.31	-2348.79	2174.9000	40.6	100.0	23.7	0.738	178.0	elast.parz.reag.	3748.2250
2	10.0	5386.65	-2348.79	1940.0200	36.0	100.0	23.6	0.689	192.0	elast.parz.reag.	3759.8920
3	20.0	5415.99	-2348.79	1705.1400	31.5	100.0	23.4	0.646	200.0	elast.inter.reag.	3771.4620
4	30.0	5445.33	-2348.79	1470.2600	27.0	100.0	23.3	0.605	200.0	elast.inter.reag.	3782.9360
5	40.0	5474.67	-2348.79	1235.3800	22.6	100.0	23.2	0.563	200.0	elast.inter.reag.	3794.3130
6	50.0	5504.01	-2348.79	1000.5000	18.2	100.0	23.1	0.522	200.0	elast.inter.reag.	3805.5940
7	60.0	5533.35	-2348.79	765.6200	13.8	100.0	23.0	0.480	200.0	elast.inter.reag.	3816.7790
8	70.0	5562.69	-2348.79	530.7400	9.5	100.0	22.9	0.439	200.0	elast.inter.reag.	3827.8670
9	80.0	5592.03	-2348.79	295.8600	5.3	100.0	22.8	0.398	200.0	elast.inter.reag.	3838.8580
10	90.0	5621.37	-2348.79	60.9800	1.1	100.0	22.7	0.356	200.0	elast.inter.reag.	3849.7530
11	100.0	5650.71	-2348.79	-173.8900	-3.1	100.0	22.6	0.379	200.0	elast.inter.reag.	3860.5510

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5797.41	-2348.79	-173.8900	-3.0	0.356	0.388	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{m,d} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204$ N/mm², dove:

$f_m = 4.485$ N/mm²

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F C \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $F C = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F C \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $F C = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.10$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{\text{compr.}}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, m, d]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5359.22	-2348.79	2176.1600	40.6	100.0	23.7	0.738	178.0	elast.parz.reag.	3748.9870
2	10.0	5388.56	-2348.79	1941.2800	36.0	100.0	23.6	0.689	192.0	elast.parz.reag.	3760.6480
3	20.0	5417.90	-2348.79	1706.4000	31.5	100.0	23.4	0.646	200.0	elast.inter.reag.	3772.2120
4	30.0	5447.24	-2348.79	1471.5200	27.0	100.0	23.3	0.605	200.0	elast.inter.reag.	3783.6800
5	40.0	5476.58	-2348.79	1236.6400	22.6	100.0	23.2	0.564	200.0	elast.inter.reag.	3795.0510
6	50.0	5505.92	-2348.79	1001.7600	18.2	100.0	23.1	0.522	200.0	elast.inter.reag.	3806.3260
7	60.0	5535.26	-2348.79	766.8800	13.9	100.0	23.0	0.481	200.0	elast.inter.reag.	3817.5030
8	70.0	5564.60	-2348.79	532.0000	9.6	100.0	22.9	0.439	200.0	elast.inter.reag.	3828.5850
9	80.0	5593.94	-2348.79	297.1200	5.3	100.0	22.8	0.398	200.0	elast.inter.reag.	3839.5700
10	90.0	5623.28	-2348.79	62.2400	1.1	100.0	22.7	0.356	200.0	elast.inter.reag.	3850.4590
11	100.0	5652.62	-2348.79	-172.6300	-3.1	100.0	22.6	0.379	200.0	elast.inter.reag.	3861.2510

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5799.32	-2348.79	-172.6300	-3.0	0.356	0.388	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

Combinazione di Condizioni di Carico: 6 (8)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto $(|T| / N_{\text{Compressione}})$

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \tan \phi$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, m, d]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{m,d} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.495$ N/mm², dove:

fm = 4.485 N/mm²

γM = 3.00

F'C = max[1.000, FC·γC] = 1.000, con: FC = 1.20, γC = 0.765

γD = 1.00

Resistenza ad attrito di progetto: fd = f / γM / F'C / γD = 0.23 (φ = 13.1°), dove:

f = 0.70

γM = 3.00

F'C = max[1.000, FC·γC] = 1.000, con: FC = 1.20, γC = 0.765

γD = 1.00

Verifica a Trazione dei rinforzi Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.-Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.	
	(kN)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm ²)				
1	1460.35	3375.94	-362.48	4849.86	-1149.35	-1941.94	36.2	-23.8	4.3	1.092
2	1246.12	2843.00	-446.59	4113.43	-958.13	-1767.30	36.6	-23.4	6.2	0.915
3	1133.84	2306.78	-397.34	3463.48	-703.76	-1578.58	39.5	-20.5	6.6	0.712
4	1054.37	1874.60	-273.33	2941.70	-492.14	-1405.34	43.2	-16.8	5.3	0.551
5	967.72	1594.96	-130.30	2565.99	-376.35	-1268.11	45.3	-14.7	2.9	0.454
6	1278.71	1036.12	14.85	2314.88	97.04	706.04	44.2	4.2	0.4	0.467
7	1233.88	1036.99	35.53	2271.15	78.76	696.73	43.5	3.5	0.9	0.439
8	1187.38	1046.48	52.30	2234.47	56.36	688.77	42.5	2.5	1.3	0.407
9	1140.09	1062.95	65.18	2204.00	30.86	682.05	41.4	1.4	1.7	0.373
10	1093.09	1084.73	73.78	2179.07	3.35	676.49	40.2	0.2	1.9	0.338
11	1672.34	482.50	88.13	2156.64	297.46	348.16	38.8	13.8	2.3	1.495
12	1478.21	639.81	78.54	2119.47	209.60	345.41	34.9	9.9	2.1	1.147
13	1344.25	760.38	47.55	2105.16	145.97	344.39	31.9	6.9	1.3	0.946
14	1292.22	815.24	6.36	2107.46	119.25	344.60	30.7	5.7	0.2	0.868
15	1346.40	776.40	-48.36	2123.35	142.50	345.78	31.7	6.7	1.3	0.941
16	1501.78	654.92	-81.20	2158.23	211.72	348.30	34.8	9.8	2.2	1.162
17	983.41	1193.66	-76.24	2178.40	-84.10	-676.33	36.1	-3.9	2.0	0.431
18	1030.40	1169.32	-74.79	2200.99	-55.57	-681.32	37.5	-2.5	1.9	0.401
19	1080.12	1147.28	-69.12	2228.47	-26.86	-687.36	38.8	-1.2	1.8	0.373
20	1131.53	1129.34	-59.08	2261.64	0.88	694.59	40.0	0.0	1.5	0.348
21	1183.60	1117.27	-44.80	2301.30	26.53	703.10	41.2	1.2	1.1	0.383
22	929.90	1599.22	76.60	2530.28	-401.59	-1254.99	44.1	-15.9	1.7	0.464
23	1057.47	1816.40	205.29	2881.20	-455.36	-1385.40	44.2	-15.8	4.1	0.527
24	1187.16	2174.69	321.28	3377.17	-592.52	-1553.31	42.4	-17.6	5.5	0.647
25	1354.03	2632.20	369.06	4003.28	-766.90	-1739.67	40.8	-19.2	5.3	0.800
26	1623.67	3088.23	290.66	4720.85	-878.73	-1916.05	41.4	-18.6	3.5	0.931

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)
	(kN)	(kN)	sull'orizz.(°)	in dir.X in dir.Z
Sinistra	2104.23	4369.59	64.3	31.4 18.1
Destra	2104.23	4225.95	63.5	35.8 20.7

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: fmd = fm / γM / F'C / γD = 1.204 N/mm², dove:

fm = 4.485 N/mm²

γM = 3.00

F'C = max[1.000, FC·γC] = 1.242, con: FC = 1.20, γC = 1.035

γD = 1.00

Resistenza ad attrito di progetto: fd = f / γM / F'C / γD = 0.17 (φ = 9.7°), dove:

f = 0.70

γM = 3.00

F'C = max[1.000, FC·γC] = 1.242, con: FC = 1.20, γC = 1.035

γD = 1.10

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (phi). La verifica viene eseguita confrontando |T|/Ncompr. con il coefficiente d'attrito di progetto f,d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,m,d]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm ²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5124.82	-2104.23	2243.5400	43.8	100.0	22.3	0.746	169.0	elast.parz.reag.	3652.3630
2	10.0	5154.16	-2104.23	2033.1100	39.4	100.0	22.2	0.696	182.0	elast.parz.reag.	3664.7940
3	20.0	5183.50	-2104.23	1822.6900	35.2	100.0	22.1	0.654	195.0	elast.parz.reag.	3677.1300
4	30.0	5212.84	-2104.23	1612.2700	30.9	100.0	22.0	0.617	200.0	elast.inter.reag.	3689.3680
5	40.0	5242.18	-2104.23	1401.8400	26.7	100.0	21.9	0.580	200.0	elast.inter.reag.	3701.5110
6	50.0	5271.52	-2104.23	1191.4200	22.6	100.0	21.8	0.543	200.0	elast.inter.reag.	3713.5570
7	60.0	5300.86	-2104.23	981.0000	18.5	100.0	21.7	0.506	200.0	elast.inter.reag.	3725.5060
8	70.0	5330.20	-2104.23	770.5800	14.5	100.0	21.5	0.469	200.0	elast.inter.reag.	3737.3590
9	80.0	5359.54	-2104.23	560.1500	10.5	100.0	21.4	0.432	200.0	elast.inter.reag.	3749.1150
10	90.0	5388.88	-2104.23	349.7300	6.5	100.0	21.3	0.395	200.0	elast.inter.reag.	3760.7740
11	100.0	5418.22	-2104.23	139.3100	2.6	100.0	21.2	0.358	200.0	elast.inter.reag.	3772.3380

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm ²)			
5564.92	-2104.23	139.3100	2.5	0.341	0.367	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$$f = 0.70$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.10$$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (ϕ). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)	
1	0.0	4981.18	-2104.23	1870.0000	37.5	100.0	22.9	0.652	187.0	elast.parz.reag.	3590.1070
2	10.0	5010.52	-2104.23	1659.5800	33.1	100.0	22.8	0.613	200.0	elast.inter.reag.	3603.0110
3	20.0	5039.86	-2104.23	1449.1500	28.8	100.0	22.7	0.576	200.0	elast.inter.reag.	3615.8190
4	30.0	5069.20	-2104.23	1238.7300	24.4	100.0	22.5	0.539	200.0	elast.inter.reag.	3628.5310
5	40.0	5098.54	-2104.23	1028.3100	20.2	100.0	22.4	0.502	200.0	elast.inter.reag.	3641.1450
6	50.0	5127.88	-2104.23	817.8900	15.9	100.0	22.3	0.465	200.0	elast.inter.reag.	3653.6640
7	60.0	5157.22	-2104.23	607.4600	11.8	100.0	22.2	0.428	200.0	elast.inter.reag.	3666.0860
8	70.0	5186.56	-2104.23	397.0400	7.7	100.0	22.1	0.391	200.0	elast.inter.reag.	3678.4110
9	80.0	5215.90	-2104.23	186.6200	3.6	100.0	22.0	0.354	200.0	elast.inter.reag.	3690.6390
10	90.0	5245.24	-2104.23	-23.8100	-0.5	100.0	21.9	0.326	200.0	elast.inter.reag.	3702.7720
11	100.0	5274.58	-2104.23	-234.2300	-4.4	100.0	21.7	0.367	200.0	elast.inter.reag.	3714.8080

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5421.28	-2104.23	-234.2300	-4.3	0.333	0.376	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

Combinazione di Condizioni di Carico: 7 (8)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N$, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f_d = \tan \varphi$]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 1.495 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.000, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.765$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F'C / \gamma_D = 0.23$ ($\varphi = 13.1^\circ$), dove:

$$f = 0.70$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.000, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 0.765$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Verifica a Trazione dei rinforzi Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Result.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.-Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.	
	(kN)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)				
1	1504.65	3494.00	-423.93	5016.60	-1193.61	-1973.83	36.1	-23.9	4.8	1.132
2	1211.03	2943.93	-461.19	4180.48	-1039.74	-1784.53	35.0	-25.0	6.3	0.972
3	1128.96	2384.53	-428.83	3539.56	-753.34	-1601.51	38.6	-21.4	7.0	0.745
4	1096.38	1910.33	-324.88	3024.21	-488.37	-1433.04	43.8	-16.2	6.2	0.557
5	1075.37	1566.78	-204.71	2650.07	-294.85	-1298.82	48.8	-11.2	4.4	0.421
6	1367.80	949.35	76.08	2318.39	167.38	706.52	47.2	7.2	1.9	0.548
7	1302.37	974.89	92.05	2279.12	130.99	698.09	45.8	5.8	2.3	0.500
8	1237.02	1007.02	103.84	2246.43	92.00	690.97	44.1	4.1	2.6	0.450
9	1172.68	1043.99	111.48	2219.47	51.48	685.03	42.3	2.3	2.9	0.399
10	1110.57	1084.02	114.59	2197.58	10.62	680.19	40.5	0.5	3.0	0.349
11	1679.72	495.00	122.03	2178.13	296.18	349.60	38.6	13.6	3.2	1.495
12	1442.34	701.41	94.85	2145.85	185.23	347.35	33.6	8.6	2.5	1.072
13	1296.99	835.76	45.28	2133.23	115.31	346.53	30.4	5.4	1.2	0.863
14	1266.30	868.19	-12.05	2134.52	99.53	346.66	29.7	4.7	0.3	0.817
15	1350.64	798.35	-61.79	2149.88	138.07	347.73	31.4	6.4	1.6	0.934
16	1527.94	655.39	-89.88	2185.18	218.14	350.21	35.0	10.0	2.4	1.190
17	1003.41	1200.91	-82.76	2205.87	-79.00	-682.33	36.4	-3.6	2.2	0.429
18	1053.42	1174.15	-79.83	2229.00	-48.29	-687.40	37.8	-2.2	2.1	0.397
19	1105.66	1150.29	-72.77	2257.13	-17.85	-693.53	39.2	-0.8	1.8	0.367
20	1159.16	1131.11	-61.42	2291.08	11.22	700.86	40.5	0.5	1.5	0.364
21	1212.89	1118.31	-45.92	2331.66	37.83	709.47	41.6	1.6	1.1	0.401

22	952.22	1612.19	80.28	2565.66	-395.98	-1268.78	44.6	-15.4	1.8	0.465
23	1080.14	1834.23	210.86	2921.99	-452.45	-1400.08	44.5	-15.5	4.1	0.529
24	1209.55	2198.39	326.91	3423.59	-593.30	-1568.16	42.6	-17.4	5.5	0.652
25	1376.92	2660.87	372.89	4054.97	-770.37	-1753.62	40.9	-19.1	5.3	0.807
26	1649.12	3119.11	290.89	4777.09	-881.99	-1927.93	41.5	-18.5	3.5	0.938

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)	
	(kN)	(kN)	sull'orizz.(°)	in dir.X	in dir.Z
Sinistra	2132.20	4540.92	64.8	31.3	18.1
Destra	2132.20	4274.85	63.5	35.9	20.8

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$$f = 0.70$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.10$$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (phi). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{compr.}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{m,d}$]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5296.15	-2132.20	2356.7200	44.5	100.0	21.9	0.781	167.0	elast.parz.reag.	3723.5940
2	10.0	5325.49	-2132.20	2143.5000	40.2	100.0	21.8	0.729	179.0	elast.parz.reag.	3735.4630
3	20.0	5354.83	-2132.20	1930.2800	36.0	100.0	21.7	0.685	192.0	elast.parz.reag.	3747.2340
4	30.0	5384.17	-2132.20	1717.0600	31.9	100.0	21.6	0.646	200.0	elast.inter.reag.	3758.9090
5	40.0	5413.51	-2132.20	1503.8400	27.8	100.0	21.5	0.609	200.0	elast.inter.reag.	3770.4880
6	50.0	5442.85	-2132.20	1290.6200	23.7	100.0	21.4	0.571	200.0	elast.inter.reag.	3781.9700
7	60.0	5472.19	-2132.20	1077.4000	19.7	100.0	21.3	0.534	200.0	elast.inter.reag.	3793.3560
8	70.0	5501.53	-2132.20	864.1800	15.7	100.0	21.2	0.497	200.0	elast.inter.reag.	3804.6450
9	80.0	5530.87	-2132.20	650.9600	11.8	100.0	21.1	0.459	200.0	elast.inter.reag.	3815.8370
10	90.0	5560.21	-2132.20	437.7400	7.9	100.0	21.0	0.422	200.0	elast.inter.reag.	3826.9330
11	100.0	5589.55	-2132.20	224.5200	4.0	100.0	20.9	0.384	200.0	elast.inter.reag.	3837.9330

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5736.25	-2132.20	224.5200	3.9	0.352	0.393	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$$f = 0.70$$

$$\gamma_M = 3.00$$

$$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242, \text{ con: } FC = 1.20, \gamma_C = 1.035$$

$$\gamma_D = 1.10$$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (phi). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{compr.}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto $f_{m,d}$]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5030.08	-2132.20	1895.4200	37.7	100.0	23.0	0.660	187.0	elast.parz.reag.	3611.5610
2	10.0	5059.42	-2132.20	1682.2000	33.2	100.0	22.9	0.620	200.0	elast.inter.reag.	3624.3040
3	20.0	5088.76	-2132.20	1468.9800	28.9	100.0	22.7	0.583	200.0	elast.inter.reag.	3636.9510
4	30.0	5118.10	-2132.20	1255.7600	24.5	100.0	22.6	0.545	200.0	elast.inter.reag.	3649.5020
5	40.0	5147.44	-2132.20	1042.5400	20.3	100.0	22.5	0.508	200.0	elast.inter.reag.	3661.9560
6	50.0	5176.78	-2132.20	829.3200	16.0	100.0	22.4	0.470	200.0	elast.inter.reag.	3674.3130
7	60.0	5206.12	-2132.20	616.1000	11.8	100.0	22.3	0.433	200.0	elast.inter.reag.	3686.5740
8	70.0	5235.46	-2132.20	402.8800	7.7	100.0	22.2	0.395	200.0	elast.inter.reag.	3698.7380
9	80.0	5264.80	-2132.20	189.6600	3.6	100.0	22.0	0.358	200.0	elast.inter.reag.	3710.8060
10	90.0	5294.14	-2132.20	-23.5600	-0.4	100.0	21.9	0.329	200.0	elast.inter.reag.	3722.7780
11	100.0	5323.48	-2132.20	-236.7800	-4.4	100.0	21.8	0.370	200.0	elast.inter.reag.	3734.6530

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm ²)			
5470.18	-2132.20	-236.7800	-4.3	0.336	0.379	Fondazione interamente compressa

ARCO n. 1

Combinazione di Condizioni di Carico: 8 (8)

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.
La verifica viene eseguita confrontando il rapporto $(|T| / N, \text{Compressione})$
con il coefficiente d'attrito di progetto: $f, d = \tan \varphi$

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, m_d]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.495 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F C \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $F C = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.23$ ($\varphi = 13.1^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F C \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $F C = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Verifica a Trazione dei rinforzi Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Mom.ult.	Dist.:in.- Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.	
	(kN)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(cm)	(*)	(N/mm ²)			
1	1306.85	3526.44	-492.74	4858.34	-1331.75	-1941.33	32.4	-27.6	5.8	1.219
2	1115.67	2907.58	-521.66	4056.92	-1075.15	-1749.71	33.3	-26.7	7.4	0.989
3	1080.39	2307.21	-460.15	3418.70	-736.09	-1561.63	38.3	-21.7	7.7	0.724
4	1070.50	1822.81	-328.18	2911.86	-451.38	-1392.46	44.4	-15.6	6.5	0.527
5	1049.78	1497.87	-182.63	2554.19	-268.85	-1262.24	49.4	-10.6	4.1	0.398
6	1369.64	906.46	66.65	2277.07	185.27	697.84	48.1	8.1	1.7	0.562
7	1310.19	931.99	86.72	2243.86	151.28	690.57	46.7	6.7	2.2	0.518
8	1249.36	965.79	102.18	2217.51	113.43	684.70	45.1	5.1	2.6	0.470
9	1188.37	1006.03	113.12	2197.31	72.94	680.15	43.3	3.3	3.0	0.420
10	1128.37	1050.54	119.00	2182.15	31.13	676.74	41.4	1.4	3.1	0.370
11	1711.44	456.25	129.26	2171.54	313.80	349.10	39.5	14.5	3.4	1.495
12	1466.78	691.58	106.07	2160.96	193.80	348.42	34.0	9.0	2.8	1.102
13	1311.07	858.46	56.02	2170.25	113.15	349.23	30.2	5.2	1.5	0.866
14	1264.39	908.24	-5.24	2172.63	89.04	349.45	29.1	4.1	0.1	0.795
15	1339.86	847.76	-59.00	2188.42	123.03	350.52	30.6	5.6	1.5	0.899
16	1515.76	706.29	-91.15	2223.91	202.37	352.89	34.1	9.1	2.3	1.144
17	996.54	1246.43	-85.38	2244.59	-99.96	-690.74	35.5	-4.5	2.2	0.459
18	1047.81	1218.29	-83.79	2267.65	-68.19	-695.71	37.0	-3.0	2.1	0.426
19	1101.83	1192.50	-78.07	2295.66	-36.27	-701.72	38.4	-1.6	1.9	0.394
20	1157.62	1170.81	-68.06	2329.42	-5.28	-708.89	39.8	-0.2	1.7	0.363
21	1214.16	1154.96	-53.89	2369.73	23.68	717.32	41.0	1.0	1.3	0.391
22	962.25	1638.81	67.75	2601.94	-405.93	-1283.00	44.4	-15.6	1.5	0.473
23	1103.38	1845.85	193.96	2955.60	-445.48	-1412.60	44.9	-15.1	3.8	0.529
24	1249.80	2190.68	305.89	3454.05	-564.53	-1578.54	43.6	-16.4	5.1	0.640
25	1437.73	2629.79	348.06	4082.38	-715.23	-1761.57	42.4	-17.6	4.9	0.782
26	1733.75	3060.96	262.62	4801.90	-796.33	-1933.43	43.4	-16.6	3.1	0.897

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)
(kN)	(kN)	sull'orizz.(°)	in dir.X	in dir.Z
Sinistra	1989.92	4432.12	65.8	28.1 16.2
Destra	2169.92	4283.66	63.1	37.6 21.7

- Piedritto Sinistro

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F C \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $F C = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F C \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $F C = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.10$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (phi). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{\text{compr.}}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f, d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f, m_d]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
----	-------	----------	--------	---------	------	---------	-----------	-----------	------------	-------	----

Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5187.35	-1989.92	2480.0200	47.8	100.0	21.0	0.813	157.0	elast.parz.reag.	3678.7410
2	10.0	5216.69	-1989.92	2281.0300	43.7	100.0	20.9	0.758	169.0	elast.parz.reag.	3690.9680
3	20.0	5246.03	-1989.92	2082.0400	39.7	100.0	20.8	0.712	181.0	elast.parz.reag.	3703.0970
4	30.0	5275.37	-1989.92	1883.0400	35.7	100.0	20.7	0.671	193.0	elast.parz.reag.	3715.1300
5	40.0	5304.71	-1989.92	1684.0500	31.7	100.0	20.6	0.635	200.0	elast.inter.reag.	3727.0670
6	50.0	5334.05	-1989.92	1485.0600	27.8	100.0	20.5	0.601	200.0	elast.inter.reag.	3738.9070
7	60.0	5363.39	-1989.92	1286.0700	24.0	100.0	20.4	0.566	200.0	elast.inter.reag.	3750.6500
8	70.0	5392.73	-1989.92	1087.0800	20.2	100.0	20.3	0.531	200.0	elast.inter.reag.	3762.2970
9	80.0	5422.07	-1989.92	888.0800	16.4	100.0	20.2	0.496	200.0	elast.inter.reag.	3773.8480
10	90.0	5451.41	-1989.92	689.0900	12.6	100.0	20.1	0.461	200.0	elast.inter.reag.	3785.3020
11	100.0	5480.75	-1989.92	490.1000	8.9	100.0	20.0	0.426	200.0	elast.inter.reag.	3796.6590

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5627.45	-1989.92	490.1000	8.7	0.345	0.435	Fondazione interamente compressa

- Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$, dove:

$f_m = 4.485 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$ ($\varphi = 9.7^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 1.035$

$\gamma_D = 1.10$

Verifica Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio del piedritto) Soddisfatta

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti (phi). La verifica viene eseguita confrontando $|T|/N_{compr}$ con il coefficiente d'attrito di progetto f_d]

Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

N°	Quota	Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Ecc.lim	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Zona reag.	Stato	Mu
Sez	(cm)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	5038.89	-2169.92	1785.7700	35.4	100.0	23.3	0.638	194.0	elast.parz.reag.	3615.3970
2	10.0	5068.23	-2169.92	1568.7800	31.0	100.0	23.2	0.600	200.0	elast.inter.reag.	3628.1120
3	20.0	5097.57	-2169.92	1351.7800	26.5	100.0	23.1	0.562	200.0	elast.inter.reag.	3640.7300
4	30.0	5126.91	-2169.92	1134.7900	22.1	100.0	22.9	0.523	200.0	elast.inter.reag.	3653.2520
5	40.0	5156.25	-2169.92	917.8000	17.8	100.0	22.8	0.485	200.0	elast.inter.reag.	3665.6760
6	50.0	5185.59	-2169.92	700.8100	13.5	100.0	22.7	0.447	200.0	elast.inter.reag.	3678.0050
7	60.0	5214.93	-2169.92	483.8200	9.3	100.0	22.6	0.409	200.0	elast.inter.reag.	3690.2370
8	70.0	5244.27	-2169.92	266.8200	5.1	100.0	22.5	0.371	200.0	elast.inter.reag.	3702.3720
9	80.0	5273.61	-2169.92	49.8300	0.9	100.0	22.4	0.333	200.0	elast.inter.reag.	3714.4110
10	90.0	5302.95	-2169.92	-167.1600	-3.2	100.0	22.3	0.356	200.0	elast.inter.reag.	3726.3530
11	100.0	5332.29	-2169.92	-384.1500	-7.2	100.0	22.1	0.398	200.0	elast.inter.reag.	3738.1990

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
5478.99	-2169.92	-384.1500	-7.0	0.336	0.407	Fondazione interamente compressa

ANALISI STATICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

Arco:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 8

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.932

Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 8

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.492

Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 8

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.516

Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 8

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.276

Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 5 di 8

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Moltiplicatore di collasso minimo del Sistema Voltato in direzione verticale:
(= fra tutte le CCC) **1.276**

ANALISI SISMICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO, CAPACITA' E INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni.
Se TR>2475 si pone TR=2475. Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard ag(30), ag(50) e ag(75), effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k \cdot TR^\alpha$.
Per il sito in esame risulta: $k = 0.006806753$, $\alpha = 0.466923629$
Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:
SLV: $(2475/TR,DLV)=7.455$

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

Arco

Combinazione di Carico Sismica +X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.493
Attrito (Taglio nei giunti): 0.331
Compressione della muratura: 0.493
Trazione dei rinforzi: 0.493
Combinazione di Carico Sismica -X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.493
Attrito (Taglio nei giunti): 0.331
Compressione della muratura: 0.493
Trazione dei rinforzi: 0.493

Piedritti

Piedritto Sx:

Combinazione di Carico Sismica +X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.151
Attrito (Taglio nei giunti): 0.222
Compressione della muratura: 0.109
Combinazione di Carico Sismica -X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.151
Attrito (Taglio nei giunti): 0.222
Compressione della muratura: 0.109

Piedritto Dx:

Combinazione di Carico Sismica +X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.327
Attrito (Taglio nei giunti): 0.491
Compressione della muratura: 0.286
Combinazione di Carico Sismica -X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.327
Attrito (Taglio nei giunti): 0.491
Compressione della muratura: 0.286

Timpano

Ribaltamento fuori piano: 0.312

Moltiplicatore di collasso del Sistema Voltato in direzione orizzontale:
(= minimo fra i versi sismici) **0.109**

CAPACITA' IN TERMINI ACCELERAZIONE AL SUOLO: PGA,CLV

Metodo di analisi: Analisi cinematica (meccanismi di collasso) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Arco

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20
(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)
Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (g) = 0.096
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.800
Primo periodo di vibrazione della struttura T₁ (sec) = 0.114
Spettro elastico Se(T₁) (g) = 0.300
Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 2.00
Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 3.00
Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: $\psi(Z)=Z/H = 0.667$
Coefficiente di partecipazione modale: $\gamma = 1.200$
Smorzamento viscoso ξ del sistema voltato (%) = 5 da cui: $\eta = 1.000$
Fattore di comportamento: in direzione orizzontale: q = 2.00
in direzione verticale: q = 1.50

Combinazione di Carico Sismica +X

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.331$
Peso sismico totale P_{tot} = g · Massa totale = $\sum P_i$ (kN) = 6226.71
Massa sismica totale = $\sum P_i/g$ (k-kgm) = 634.95
g · Massa partecipante = $gM^* = g \cdot (\sum (P_i \cdot \delta_i)^2) / \sum (P_i \cdot \delta_i^2)$ (kN) = 6226.71
Massa partecipante $M^* = (\sum (P_i \cdot \delta_i)^2) / (g \cdot \sum (P_i \cdot \delta_i^2))$ (k-kgm) = 634.95
Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0*} (g) = $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.331$
Domanda in termini di PGA (=a_gS) per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta:
- per sistema rigido (g): a_{*,1} = a_gS/q = 0.086
(l'arco si imposta su di una struttura rigida)
- massima accelerazione spettrale richiesta a* (g) = 0.086
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a0*=a*) (g) = 0.323
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2475

Indicatore di Rischio Sismico ζ_E (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): **1.869**
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 2.279

Combinazione di Carico Sismica -X

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.331$
Peso sismico totale $P_{tot} = g \cdot \text{Massa totale} = \sum P_i$ (kN) = 6226.71
Massa sismica totale = $\sum P_i/g$ (k-kgm) = 634.95
 $g \cdot \text{Massa partecipante} = gM^* = g \cdot (\sum (P_i \cdot \delta_i)^2 / \sum (P_i \cdot \delta_i)^2)$ (kN) = 6226.71
Massa partecipante $M^* = (\sum (P_i \cdot \delta_i)^2 / (g \cdot \sum (P_i \cdot \delta_i)^2))$ (k-kgm) = 634.95
Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0^*} (g) = $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.331$
Domanda in termini di PGA (=a.g.S) per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta:
- per sistema rigido (g): $a^*,1: a.g.S/q = 0.086$
(l'arco si imposta su di una struttura rigida)
- massima accelerazione spettrale richiesta a^* (g) = 0.086
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_{0^*}=a^*$) (g) = 0.323
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2475

Indicatore di Rischio Sismico ζ_E (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.869
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 2.279

Piedritti

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura dei piedritti) = 1.20
(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)
Accelerazione su suolo rigido a.g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (g) = 0.096
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.800
Fattore di comportamento q = 2.00

Combinazione di Carico Sismica +X

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.109$
Frazione di massa partecipante $e^* = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0^*} (g) = $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.088$
Domanda in termini di PGA per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta a^* (g) = 0.086
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_{0^*}=a^*$) (g) = 0.175
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 348

Indicatore di Rischio Sismico ζ_E (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.013
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.047
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.019

Combinazione di Carico Sismica -X

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.109$
Frazione di massa partecipante $e^* = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0^*} (g) = $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.088$
Domanda in termini di PGA per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta a^* (g) = 0.086
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_{0^*}=a^*$) (g) = 0.175
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 348

Indicatore di Rischio Sismico ζ_E (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.013
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.047
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.019

Timpano

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura dei piedritti) = 1.20
Accelerazione su suolo rigido a.g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (g) = 0.096
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.800
Fattore di comportamento q = 1.50

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.312$
Frazione di massa partecipante $e^* = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_{0^*} (g) = $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.260$
Domanda in termini di PGA per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta a^* (g) = 0.115
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_{0^*}=a^*$) (g) = 0.323
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2475

Indicatore di Rischio Sismico ζ_E (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.869
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 2.279

RISULTATI COMPLESSIVI DELL'ELABORAZIONE

Elementi strutturali costitutivi:

- Arco
- Piedritti
- Timpano

Capacità in termini di PGA: PGA,CLV (g)

Combinazione di Carico Sismica +X: 0.175
Combinazione di Carico Sismica -X: 0.175
In definitiva: 0.175

Capacità in termini di TR: TR,CLV (g)

Combinazione di Carico Sismica +X: 348
Combinazione di Carico Sismica -X: 348
In definitiva: 348

Capacità in termini di Vita Nominale

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) CU: 1
Dati in input (domanda): Vita Nominale VN (§2.4.1): 35 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) VR = VR · CU: 35 anni
PVR per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TRCLV = 348 anni
 Dalla relazione: $TR = -VR / \ln(1-PVR)$, ponendo $TR=TRCLV$ e assumendo PVR per SLV definita in input,
 seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (VRC) e quindi di Vita Nominale (VNC):
 VRC = 36.7 anni, VNC = 36.7 anni

RISULTATI ANALISI

ARCO n. 1

- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.= 5 [molt.coll. dell'arco: 0.331]

Verifica NON Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) NON Soddisfatta

- Trazione massima nella muratura (kN) = -22924.42400
 in corrispondenza dell'interfaccia: 1
 spessore dell'interfaccia s per calcolo tensione di trazione su (s/2) (mm): 1200.0
 profondità dell'arco (mm): 8150
 tensione massima di trazione (N/mm²): 4.688
 limite di riferimento: $f_{td}=f_{md}/10$ (N/mm²): 0.224
 - corrispondente alla trazione (kN): 1096.582
 limite tensione di trazione in input (kN): 0.000
 - Poiché la Verifica di Stabilità non è soddisfatta, i risultati di seguito riportati si riferiscono ai valori rilevati nell'ultimo passo eseguito del procedimento iterativo, ma non possono essere considerati significativi: se l'arco è instabile, infatti, non esiste alcun poligono funicolare compatibile con i carichi applicati e con la forma geometrica dell'arco.

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) NON Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .

La verifica viene eseguita confrontando il rapporto ($|T| / N$, Compressione)

con il coefficiente d'attrito di progetto: $f_d = tg \phi$

Verifica a Compressione della muratura NON Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]

Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.243$ N/mm², dove:

$f_m = 4.485$ N/mm²

$\gamma_M = 2.00$

$F' C = \max[1.000, F C \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $F C = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.35$ ($\phi = 19.3^\circ$), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 2.00$

$F' C = \max[1.000, F C \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $F C = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$

$\gamma_D = 1.00$

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.-Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.	
	(kN)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm ²)				
* 1	-22924.42	17139.00	-12950.27	14183.82	0.00	0.00	475.5	415.5	* 37.1	* 2.242
* 2	-12533.12	6588.69	-9288.07	11027.44	0.00	0.00	253.0	193.0	* 54.6	2.021
* 3	-5105.78	-334.82	-6014.50	8110.14	0.00	0.00	112.6	52.6	* 90.0	* 2.242
* 4	-275.02	-4208.00	-3318.48	5577.62	0.00	0.00	7.4	-52.6	* 90.0	* 2.242
* 5	2439.56	-5733.12	-1276.39	3532.24	0.00	0.00	-88.9	-148.9	* 27.6	0.748
* 6	5352.51	-7344.70	187.08	2000.96	0.00	0.00	-214.9	-254.9	2.0	* 2.242
* 7	5376.07	-7043.71	472.69	1733.33	0.00	0.00	-257.9	-297.9	5.0	* 2.242
* 8	5290.37	-6641.31	719.81	1530.74	0.00	0.00	-313.3	-353.3	7.7	* 2.242
* 9	5109.59	-6152.53	931.40	1398.29	0.00	0.00	-391.9	-431.9	10.3	* 2.242
10	4846.36	-5592.06	1109.50	1336.80	0.00	0.00	-519.9	-559.9	12.9	2.230
* 11	7238.14	-7672.75	1269.29	1341.63	0.00	0.00	-832.7	-857.7	9.9	* 2.242
* 12	4929.39	-4566.43	1552.97	1594.82	2373.95	507.68	679.0	654.0	17.5	* 2.242
* 13	2234.90	-1134.93	1653.62	1986.05	842.46	507.68	101.6	76.6	* 36.5	1.645
* 14	-517.39	2336.69	1610.28	2429.58	-713.52	-507.68	-14.2	-39.2	* 34.6	1.720
* 15	-3041.81	5614.78	1435.30	2946.23	-2164.15	-507.68	-59.1	-84.1	14.3	* 2.242
* 16	-5047.80	8461.02	1113.07	3590.13	-3377.21	-507.68	-73.9	-98.9	7.5	* 2.242
* 17	-3399.16	7150.98	963.20	3873.48	-4220.05	-1299.65	-72.5	-112.5	7.7	* 2.242
* 18	-3581.94	7663.03	791.44	4157.12	-4497.99	-1299.65	-70.2	-110.2	5.9	* 2.242
* 19	-3680.62	8108.24	593.65	4467.24	-4715.54	-1299.65	-66.5	-106.5	4.2	* 2.242
* 20	-3683.48	8475.78	367.04	4806.33	-4863.70	-1299.65	-61.5	-101.5	2.5	* 2.242
* 21	-3578.28	8753.13	108.79	5175.99	-4932.56	-1299.65	-55.3	-95.3	0.7	* 2.242
* 22	-1051.59	7864.00	-1150.69	6908.91	-5349.35	-2924.22	-18.5	-78.5	8.3	* 2.242
* 23	1826.56	6693.75	-2968.87	9022.74	-2920.32	-3126.13	25.7	-34.3	19.2	* 2.242
* 24	6797.90	3421.48	-5455.56	11584.42	2025.85	3274.50	79.8	19.8	* 28.1	2.081
* 25	14393.40	-2714.66	-8620.12	14515.49	10264.83	2924.22	147.9	87.9	* 30.9	* 2.242
* 26	25078.39	-12441.68	-12363.63	17678.96	22512.05	2924.22	238.1	178.1	* 26.2	* 2.242

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)
	(kN)	(kN)	sull'orizz.(°)	in dir.X in dir.Z
Sinistra	-14107.98	1464.81	5.9	411.8 237.7
Destra	17025.57	4761.89	15.6	206.2 119.1

- Timpano: Verifica sismica a ribaltamento

Verifica NON Soddisfatta

DATI:

- Dimensioni (cm):

Spessore del timpano $s, t = 100$

Altezza del timpano $h, t = 128$

Altezza massicciata gravante sul cuneo di spinta $h, m = 0$

Altezza del parapetto $h_p = 90$
 - Peso specifico (kN/m³):
 muratura (timpano, parapetto) = 18.00
 riempimento = 19.00
 massicciata (ballast) = 18.00
 - Angolo d'attrito interno del riempimento $\Phi' = 30.00^\circ$
 Coefficiente parziale $\gamma_p' = 1.25$
 Angolo d'attrito interno di progetto $\Phi',d = 24.79^\circ$
 Coefficiente di spinta attiva in fase statica = 0.409
 Angolo dalla verticale al cuneo di spinta: $\beta = 32.60^\circ$
 - Fattore di comportamento $q = 1.50$
 - Fattore di confidenza $FC = 1.20$

RISULTATI:

- Azioni sismiche:
 moltiplicatore sismico orizzontale $\alpha = 5.000$
 - Forze verticali (kN):
 Peso del timpano $P_t = 23.04$
 Peso del parapetto $P_p = 6.48$
 Peso del cuneo di spinta $P_c = 9.96$
 - Forze statiche orizzontali (kN):
 Spinta del riempimento $S_r = 6.37$
 Spinta della massicciata $S_m = 0.00$
 - Verifica a ribaltamento:
 Momento Stabilizzante M_{stab} (kN-m): $P_t \cdot s_t/2 + P_p \cdot s_p/2 = 12.82$
 Momento Ribaltante M_{rib} (kN-m):
 - dipendente da α : $M_{rib}' = \alpha \cdot P_t \cdot h_t/2 + \alpha \cdot P_p \cdot (h_t + h_p/2) + \alpha \cdot P_c \cdot h_t/2 = 161.64$
 - indipendente da α : $M_{rib}'' = S_r \cdot h_t/3 + S_m \cdot h_t/2 = 2.72$
 - totale: $M_{rib}' + M_{rib}'' = 164.36$
 Rapporto $M_{stab}/M_{rib} = 0.078$
 Molt. collasso: $(M_{stab} - M_{rib}'')/M_{rib}' = 0.312$
 Capacità per SLV: $PGA_{CLV} = q \cdot \alpha / FC = 6.250$
 Domanda per SLV: $PGA_{DLV} = ag \cdot S = 0.173$
 Indicatore di rischio sismico dovuto al timpano: $\zeta_E = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV}) = 36.169$

ARCO n. 1

- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X: molt.= 5 [molt.coll. dell'arco: 0.331]

Verifica NON Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) NON Soddisfatta

- Trazione massima nella muratura (kN) = -22924.36200
 in corrispondenza dell'interfaccia: 26
 spessore dell'interfaccia s per calcolo tensione di trazione su ($s/2$) (mm): 1200.0
 profondità dell'arco (mm): 8150
 tensione massima di trazione (N/mm²): 4.688
 limite di riferimento: $f_{td} = f_{md}/10$ (N/mm²): 0.224
 - corrispondente alla trazione (kN): 1096.583
 limite tensione di trazione in input (kN): 0.000
 - Poiché la Verifica di Stabilità non è soddisfatta, i risultati di seguito riportati si riferiscono ai valori rilevati nell'ultimo passo eseguito del procedimento iterativo, ma non possono essere considerati significativi: se l'arco è instabile, infatti, non esiste alcun poligono funicolare compatibile con i carichi applicati e con la forma geometrica dell'arco.

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) NON Soddisfatta

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti ϕ .
 La verifica viene eseguita confrontando il rapporto $(|T| / N, \text{Compressione})$
 con il coefficiente d'attrito di progetto: $f_d = \tan \phi$]

Verifica a Compressione della muratura NON Soddisfatta

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f_{md}]
 Resistenza a compressione di progetto: $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 2.243$ N/mm², dove:
 $f_m = 4.485$ N/mm²
 $\gamma_M = 2.00$
 $F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$
 $\gamma_D = 1.00$
 Resistenza ad attrito di progetto: $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.35$ ($\phi = 19.3^\circ$), dove:
 $f = 0.70$
 $\gamma_M = 2.00$
 $F' C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.000$, con: $FC = 1.20$, $\gamma_C = 0.765$
 $\gamma_D = 1.00$

Verifica a Trazione dei rinforzi NON Soddisfatta

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

	N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento	Mom.ult.	Dist.:In.- Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.		
		(kN)	(kN)	(kN-m)	(cm)	(°)	(N/mm ²)					
[*	1	25078.47	-12441.75	12363.62	17678.96	22512.13	2924.22	238.1	178.1	* 26.2	* 2.242
[*	2	14393.48	-2714.69	8620.14	14515.54	10264.90	2924.22	147.9	87.9	* 30.9	* 2.242
[*	3	6797.95	3421.48	5455.57	11584.47	2025.88	3274.51	79.8	19.8	* 28.1	2.081
[*	4	1826.58	6693.79	2968.88	9022.80	-2920.33	-3126.14	25.7	-34.3	19.2	* 2.242
[*	5	-1051.60	7864.06	1150.69	6908.96	-5349.40	-2924.22	-18.5	-78.5	8.3	* 2.242
[*	6	-3578.33	8753.23	-108.80	5176.05	-4932.62	-1299.65	-55.3	-95.3	0.7	* 2.242
[*	7	-3683.54	8475.89	-367.05	4806.39	-4863.77	-1299.65	-61.5	-101.5	2.5	* 2.242
[*	8	-3680.68	8108.36	-593.66	4467.30	-4715.61	-1299.65	-66.5	-106.5	4.2	* 2.242
[*	9	-3582.32	7662.81	-791.54	4156.55	-4498.05	-1299.65	-70.2	-110.2	5.9	* 2.242
[*	10	-3399.15	7151.02	-963.21	3873.54	-4220.07	-1299.65	-72.5	-112.5	7.7	* 2.242
[*	11	-5047.80	8461.08	-1113.08	3590.18	-3377.22	-507.68	-73.9	-98.9	7.5	* 2.242
[*	12	-3042.06	5614.42	-1435.30	2945.69	-2164.12	-507.68	-59.1	-84.1	14.3	* 2.242
[*	13	-517.23	2336.58	-1610.31	2429.63	-713.45	-507.68	-14.2	-39.2	* 34.6	1.720
[*	14	2235.06	-1135.04	-1653.65	1986.10	842.53	507.68	101.6	76.6	* 36.5	1.645
[*	15	4929.18	-4566.79	-1552.77	1594.50	2373.99	507.68	680.1	655.1	17.5	* 2.242
[*	16	7238.13	-7672.71	-1269.33	1341.66	0.00	0.00	-832.8	-857.8	9.9	* 2.242

17	4846.36	-5592.02	-1109.54	1336.82	0.00	0.00	-520.0	-560.0	12.9	2.230
* 18	5109.28	-6152.76	-931.11	1398.50	0.00	0.00	-391.7	-431.7	10.3	* 2.242
* 19	5290.29	-6641.19	-719.85	1530.73	0.00	0.00	-313.3	-353.3	7.7	* 2.242
* 20	5376.00	-7043.60	-472.73	1733.31	0.00	0.00	-257.9	-297.9	5.0	* 2.242
* 21	5352.44	-7344.61	-187.12	2000.93	0.00	0.00	-214.9	-254.9	2.0	* 2.242
* 22	2439.53	-5733.07	1276.34	3532.20	0.00	0.00	-88.9	-148.9	* 27.6	0.748
* 23	-275.03	-4207.98	3318.43	5577.57	0.00	0.00	7.4	-52.6	* 90.0	* 2.242
* 24	-5105.76	-334.83	6014.45	8110.09	0.00	0.00	112.6	52.6	* 90.0	* 2.242
* 25	-12533.07	6588.64	9288.01	11027.39	0.00	0.00	253.0	193.0	* 54.6	2.021
* 26	-22924.36	17138.92	12950.27	14183.82	0.00	0.00	475.5	415.5	* 37.1	* 2.242

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)	
	(kN)	(kN)	sull'horiz.(°)	in dir.X	in dir.Z
Sinistra	17025.57	4761.91	15.6	206.2	119.1
Destra	-14107.98	1464.80	5.9	411.8	237.7

- Volta Instabile: Verifiche nei Piedritti NON eseguite

ANALISI STATICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

Arco:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 1.932
 Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 1.492
 Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 1.516
 Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 1.276
 Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 5 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 2.201
 Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 6 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 1.789
 Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 7 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 1.892
 Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 8 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 1.783
 Trazione dei rinforzi: >> 1

Piedritti:

Piedritto Sx:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 8.395

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 6.995

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 4.822

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
 Compressione della muratura: 5.799

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 5 di 8
 Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
 Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 9.558
Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 6 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: 8.591
Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 7 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: 6.255
Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 8 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: 7.560

- Piedritto Dx:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: 8.363

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 5 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: 9.525

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 6 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 7 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 8 di 8
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1
Compressione della muratura: >> 1

Moltiplicatore di collasso minimo del Sistema Voltato in direzione verticale:
(= fra tutte le CCC) **1.276**

ANALISI SISMICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO, CAPACITA' E INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni.
Se $TR > 2475$ si pone $TR = 2475$. Se $TR < 30$, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$.
Per il sito in esame risulta: $k = 0.006806753$, $\alpha = 0.466923629$
Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:
SLV: $(2475/TR, DLV) = 7.455$

MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

Arco

Combinazione di Carico Sismica +X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.493
Attrito (Taglio nei giunti): 0.331
Compressione della muratura: 0.493
Trazione dei rinforzi: 0.493
Combinazione di Carico Sismica -X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.493
Attrito (Taglio nei giunti): 0.331
Compressione della muratura: 0.493
Trazione dei rinforzi: 0.493

Piedritti

Piedritto Sx:

Combinazione di Carico Sismica +X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.151
Attrito (Taglio nei giunti): 0.222
Compressione della muratura: 0.109

Combinazione di Carico Sismica -X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.151
Attrito (Taglio nei giunti): 0.222
Compressione della muratura: 0.109

Piedritto Dx:

Combinazione di Carico Sismica +X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.327
Attrito (Taglio nei giunti): 0.491

Compressione della muratura: 0.286
Combinazione di Carico Sismica -X
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.327
Attrito (Taglio nei giunti): 0.491
Compressione della muratura: 0.286

Timpano

Ribaltamento fuori piano: 0.312

Moltiplicatore di collasso del Sistema Voltato in direzione orizzontale:
(= minimo fra i versi sismici) **0.109**

CAPACITA' IN TERMINI ACCELERAZIONE AL SUOLO: PGA,CLV

Metodo di analisi: Analisi cinematica (meccanismi di collasso) [§C8.7.1.2, Circ.7 21.1.2019]

Arco

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura della volta) = 1.20
(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)
Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (g) = 0.096
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.800
Primo periodo di vibrazione della struttura T1 (sec) = 0.114
Spettro elastico Se(T1) (g) = 0.300
Altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura (m) = 2.00
Altezza H della struttura rispetto alla fondazione (m) = 3.00
Primo modo di vibrazione nella direzione considerata: $\psi(Z)=Z/H = 0.667$
Coefficiente di partecipazione modale: $\gamma = 1.200$
Smorzamento viscoso ξ del sistema voltato (%) = 5 da cui: $\eta = 1.000$
Fattore di comportamento: in direzione orizzontale: q = 2.00
in direzione verticale: q = 1.50

Combinazione di Carico Sismica +X

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.331$
Peso sismico totale P_{tot} = g · Massa totale = $\sum P_i$ (kN) = 6226.71
Massa sismica totale = $\sum P_i/g$ (k-kgm) = 634.95
g · Massa partecipante = $gM^* = g \cdot (\sum(P_i \cdot \delta_i))^2 / \sum(P_i \cdot \delta_i^2)$ (kN) = 6226.71
Massa partecipante $M^* = (\sum(P_i \cdot \delta_i))^2 / (g \cdot \sum(P_i \cdot \delta_i^2))$ (k-kgm) = 634.95
Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a₀* (g) = $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.331$
Domanda in termini di PGA (=a_gS) per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta:
- per sistema rigido (g): a*,1: a_gS/q = 0.086
(l'arco si imposta su di una struttura rigida)
- massima accelerazione spettrale richiesta a* (g) = 0.086
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a0*=a*) (g) = 0.323
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2.475

Indicatore di Rischio Sismico ζ_E (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): **1.869**
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 2.279

Combinazione di Carico Sismica -X

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.331$
Peso sismico totale P_{tot} = g · Massa totale = $\sum P_i$ (kN) = 6226.71
Massa sismica totale = $\sum P_i/g$ (k-kgm) = 634.95
g · Massa partecipante = $gM^* = g \cdot (\sum(P_i \cdot \delta_i))^2 / \sum(P_i \cdot \delta_i^2)$ (kN) = 6226.71
Massa partecipante $M^* = (\sum(P_i \cdot \delta_i))^2 / (g \cdot \sum(P_i \cdot \delta_i^2))$ (k-kgm) = 634.95
Frazione di massa partecipante $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a₀* (g) = $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.331$
Domanda in termini di PGA (=a_gS) per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta:
- per sistema rigido (g): a*,1: a_gS/q = 0.086
(l'arco si imposta su di una struttura rigida)
- massima accelerazione spettrale richiesta a* (g) = 0.086
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a0*=a*) (g) = 0.323
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2.475

Indicatore di Rischio Sismico ζ_E (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): **1.869**
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 2.279

Piedritti

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura dei piedritti) = 1.20
(se diverso da 1.35 indica che si è tenuto conto di una resistenza a compressione finita)
Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (g) = 0.096
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.800
Fattore di comportamento q = 2.00

Combinazione di Carico Sismica +X

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.109$
Frazione di massa partecipante $e^* = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a₀* (g) = $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.088$
Domanda in termini di PGA per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta a* (g) = 0.086
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. a0*=a*) (g) = 0.175
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 3.48

Indicatore di Rischio Sismico ζ_E (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): **1.013**
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.047
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.019

Combinazione di Carico Sismica -X

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.109$
Frazione di massa partecipante $e^* = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo $a_{0*} (g) = \alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.088$
Domanda in termini di PGA per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta $a^* (g) = 0.086$
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_0^* = a^*$) (g) = 0.175
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 348

Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_r E$ (verifica soddisfatta se $\zeta_r E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.013
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 1.047
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 1.019

Timpano

Fattore di confidenza FC (riferito alla muratura dei piedritti) = 1.20
Accelerazione su suolo rigido a_g per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (g) = 0.096
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.800
Fattore di comportamento $q = 1.50$

Moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.312$
Frazione di massa partecipante $e^* = 1.000$
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo $a_{0*} (g) = \alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.260$
Domanda in termini di PGA per SLV (g) [f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC)] : PGA,DLV = 0.173
Accelerazione spettrale richiesta $a^* (g) = 0.115$
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c. $a_0^* = a^*$) (g) = 0.323
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2475

Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_r E$ (verifica soddisfatta se $\zeta_r E \geq 0.800$):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.869
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)^{0.41}: 2.279

RISULTATI COMPLESSIVI DELL'ELABORAZIONE

Elementi strutturali costitutivi:

- Arco
- Piedritti
- Timpano

Capacità in termini di PGA: PGA,CLV (g)

Combinazione di Carico Sismica +X: 0.175
Combinazione di Carico Sismica -X: 0.175
In definitiva: 0.175

Capacità in termini di TR: TR,CLV (g)

Combinazione di Carico Sismica +X: 348
Combinazione di Carico Sismica -X: 348
In definitiva: 348

Capacità in termini di Vita Nominale

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) CU: 1
Dati in input (domanda): Vita Nominale VN (§2.4.1): 35 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) VR = VR · CU: 35 anni
PVR per SLV (definita in input): 10 %
Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno TRCLV = 348 anni
Dalla relazione: $TR = -VR / \ln(1 - PVR)$, ponendo TR=TRCLV e assumendo PVR per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (VRC) e quindi di Vita Nominale (VNC):
VRC = 36.7 anni, VNC = 36.7 anni