



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

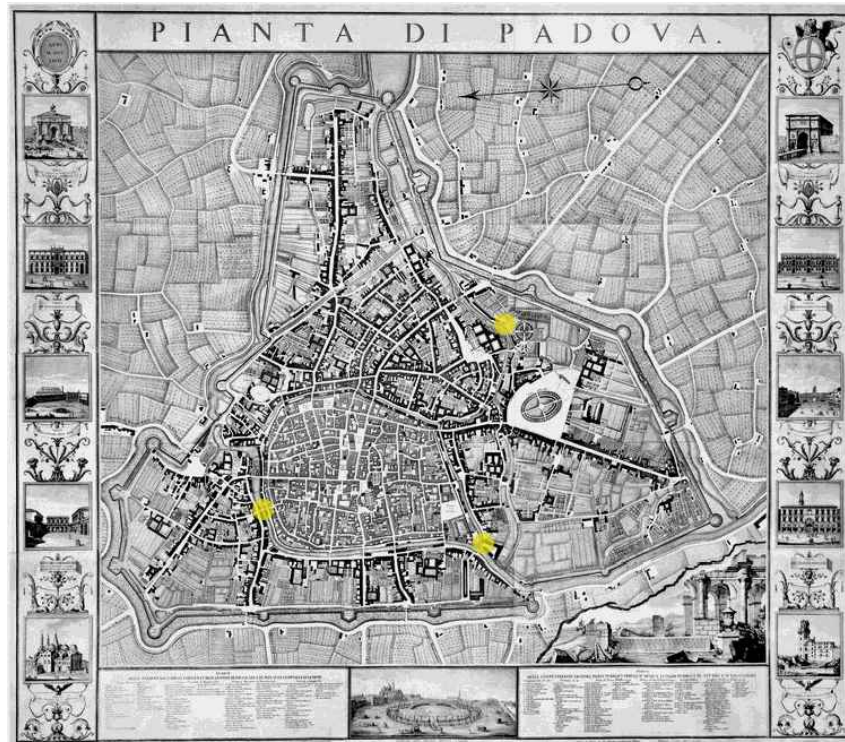


MINISTERO  
DELL'INTERNO



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 DEL MAGLIO</u> RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - TABULATI		NUMERO <b>2.2.2</b>
I PROGETTISTI Ing. Fabio Muraro Arch. Francesco Casini	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Roberto Piccolo	IL CAPO SETTORE Ing. Matteo Banfi



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MINISTERO  
DELL'INTERNO



COMUNE  
DI PADOVA

## INDICE

---

1	INDICAZIONI SUL CALCOLO E LEGENDA TABELLE .....	2
2	INPUT / OUTPUT – MODELLO .....	22



# 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 d'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  $180^\circ$ , 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 mezzera). 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  $\gamma_c$  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  $\gamma_c$  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  $\gamma_c$ , 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  $45^\circ$  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.

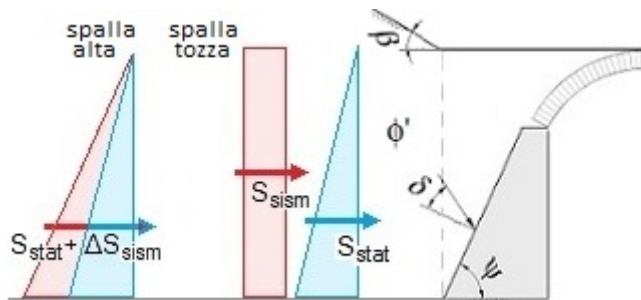
Nel software SAV la percentuale di spinta passiva viene specificata in input: per l'analisi statica, in corrispondenza dei dati di ogni singola CCC (ogni CCC può infatti mobilitare una diversa percentuale di spinta passiva, in relazione all'equilibrio sotto l'azione dei carichi della CCC stessa), e per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

**Coefficiente parziale  $\gamma_\phi'$**  = normalmente assunto pari a 1.25; viene applicato alla tangente di  $\Phi'$ , 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:  $\Phi'_d = \arctg(\gamma_\phi' / \gamma_\phi)$ .

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

**Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale  $\beta$**

L'angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte  $\psi$  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.I 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  $f_{md}$  si divide  $f_{cm}$  per  $\gamma_M$  (definito nei Parametri di Calcolo e distinto fra Analisi Statica e Analisi Sismica) e per  $F_C$ , oltre a  $\gamma_D$  (**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  $\gamma_C$ .

### - 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  $\varphi$  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  $\gamma$  ottenuto moltiplicando  $\gamma_M$  (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 tondini incontrati lungo la profondità dell'arco e alla tensione di snervamento dell'acciaio B450C (391 N/mm<sup>2</sup>; infatti:  $f_{yk}=450$  N/mm<sup>2</sup> (§11.3.2.1 D.M.17.1.2018),  $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=450/1.15=391$  N/mm<sup>2</sup>; §3.2.7 EC2 e §2.4.2.2(1) EC2 per  $\gamma_s$ ; §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  $\eta$  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  $\gamma_M$  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.

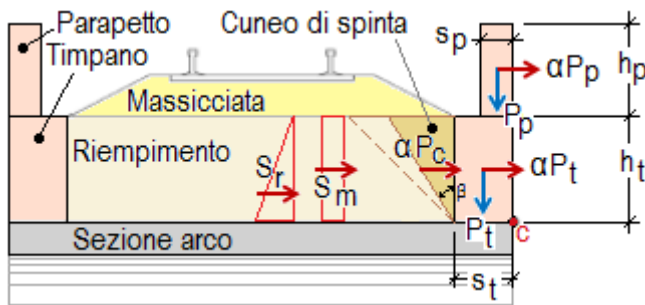
L'analisi dei cedimenti, preventiva all'elaborazione di calcolo della struttura e condotta per la combinazione di carico statica, esamina la formazione delle tre cerniere che, a seguito del cedimento in input, rendono isostatico l'arco.

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.

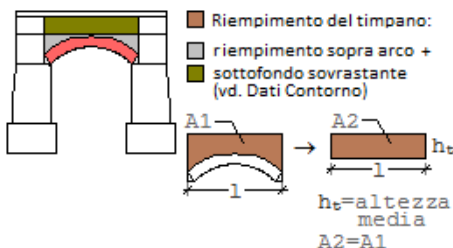
Oltre all'analisi dei cedimenti, SAV consente in input la definizione della perdita di una o più iperstaticità nell'arco assegnando da 1 a 3 cerniere in altrettante interfacce, ognuna indipendentemente in estradosso o in intradosso; su tale configurazione vengono eseguite le analisi statica e sismica.

### 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.I 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  $\alpha_0$  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/m<sup>2</sup>)** = 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;  $X,(Y+Dim/2)$  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  $\Psi_{i,2} = 1$ , per carichi permanenti, e  $\Psi_{i,2} < 1$  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  $\Psi_{i,2}$  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  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$** . 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  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  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  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  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  $\psi_2$  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  $\alpha$  in direzione orizzontale sono le seguenti: forza peso P, forza inerziale orizzontale  $\alpha P$  (in fig.: direzione e verso: +X) e forza inerziale verticale  $\alpha_V P$ .

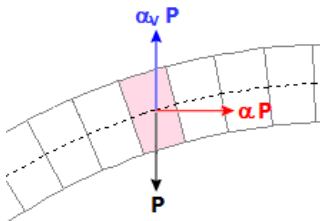


Fig.1

$\alpha_V$  è legato ad  $\alpha$ : 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  $\kappa$  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  $\gamma$  è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale.

All'inizio del processo incrementale di SAV, per un dato moltiplicatore  $\alpha$ ,  $\alpha_V$  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  $\alpha$ : pertanto, nel corso del processo incrementale, variando  $\alpha$  - e quindi le forze inerziali orizzontali - si può corrispondentemente calcolare  $\alpha_V$  per determinare le forze inerziali verticali; al termine del processo incrementale si ottiene il valore di collasso di  $\alpha$ , 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  $\alpha_V / \alpha$ , 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  $\alpha_v / \alpha$ , e così via: la riesecuzione delle procedure incrementali termina quando il rapporto  $\alpha_v / \alpha$  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 cinematicismo.

L'ipotesi di verso delle forze verticali legato al cinematicismo 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 (cinematicismo) 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 cinematicismo ipotizzando specifiche modalità secondo cui il cinematicismo 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.

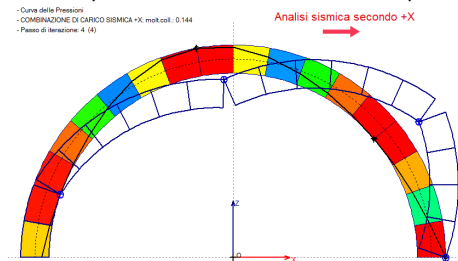


Fig. 2

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 cinematicismo.

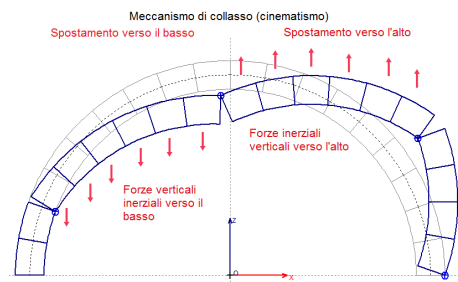


Fig. 3

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 concetti** (-1=concetti di uguale lunghezza, 0=numero di concetti specificato)

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

Controllo di concetti tutti uguali

Per numero di concetti specificato: - numero di concetti



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  $\zeta_E$ , 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=dependenti 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 $V_R$ §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 TR 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 PGA:** 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  $S$ :  $a_g \cdot S$  ( $S=S_S \cdot S_T$ )

## 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  $\varphi$  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  $35^\circ$  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  $\gamma_M$  e  $F_C$  per il calcolo del coefficiente d'attrito di progetto**) è possibile scegliere un coefficiente di sicurezza  $\gamma$  (e la verifica diviene:  $T \leq f \cdot N / \gamma$ ), composto da due contributi ( $\gamma = \gamma_M \cdot F_C$ ): il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  (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:

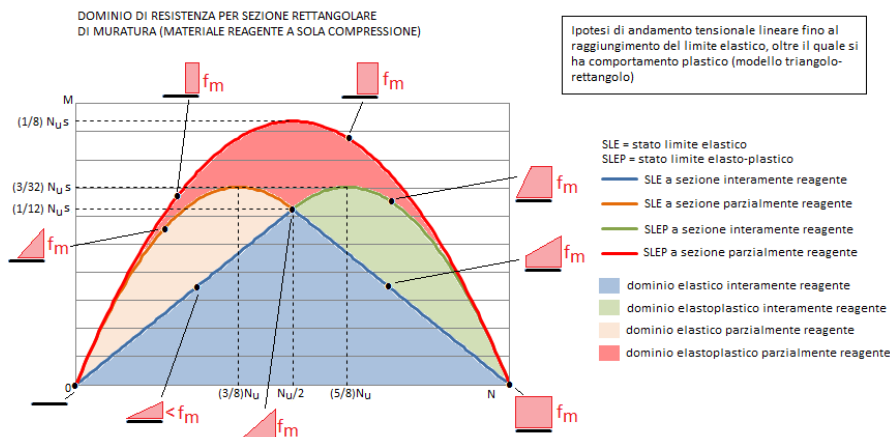
$M = N \cdot s/2 \cdot [1 - 4 \cdot N / (3 \cdot N_u)]$ . Momento massimo:  $M = 3/32 \cdot N_u \cdot s$  per  $N = 3/8 \cdot N_u$

> 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 $\gamma_M$

$\gamma_M$  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  $\gamma_M$  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  $\gamma_M$  è posto pari a  $3 \cdot \gamma_D$  essendo  $\gamma_D$  il coefficiente di degrado introdotto per la riduzione di resistenza in caso di degrado.

Il valore di  $\gamma_M$  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  $\gamma_M$ , 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:  $\gamma_M$ ,  $F_c$  e  $\gamma_D$ . In base a quanto sopra osservato per la trascurabilità di  $\gamma_M$  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 cinematici, 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  $\gamma_C$ ). 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  $a_0^*=ag*S/q$

- 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,  $\zeta_E$**  (§8.4): valore obiettivo (target) di  $\zeta_E$ , 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  $\leq 1.000$ );

- 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  $\zeta_E$  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) (°) 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):

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

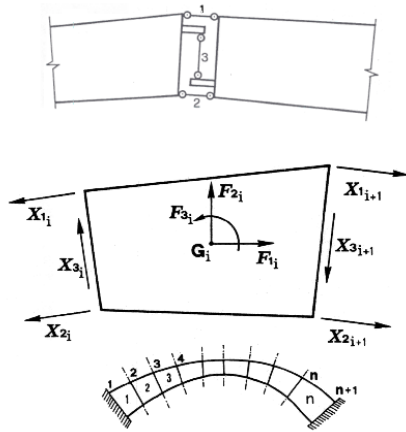
dove:

$X_i$  = 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);

$F_{1,i}, F_{2,i}, F_{3,i}$  = 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 concii) viene costruito per assemblaggio dei singoli concii, 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  $\infty^{m-n}$  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  $\geq 0$ .

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

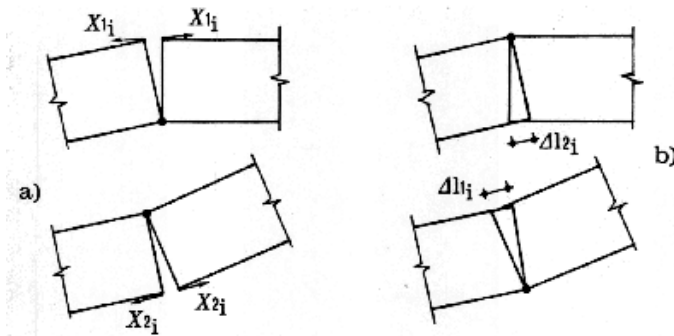
Quando oltre al campo di carichi esterni agenti sull'arco vengono anche applicati cedimenti alle imposte, la procedura richiede alcune specifiche integrazioni.

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 statica e sismica 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



**representativi di effetti sismici** trasmessi all'arco dalle deformazioni delle strutture sulle quali l'arco si imposta.

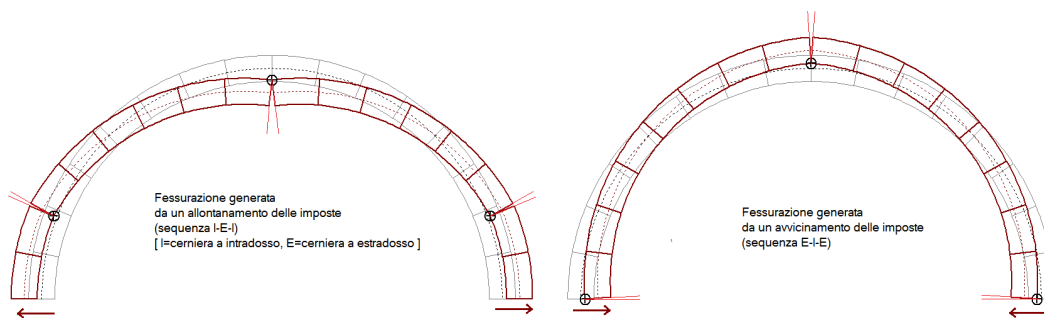
Infatti, le pareti murarie dell'organismo edilizio da cui l'arco spicca possono vibrare in modo asincrono: si pensi ad esempio ad un arco impostato da una parte su una parete perimetrale e dall'altra su una parete interna. Le pareti interne sono maggiormente connesse all'organismo murario dell'edificio, 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  $\zeta_E$ , 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.

$\zeta_E$  può essere definito pari al rapporto ( $P_{GA,CLV}/P_{GA,DLV}$ ) o ( $T_{R,CLV}/T_{R,DLV}$ ): i valori di  $\zeta_E$  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  $\zeta_E$  è  $a_0^*S$ , 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,  $\zeta_E$  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  $\zeta_E$  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,  $\zeta_E$  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  $\zeta_E$ .

Per i ponti esistenti in muratura, si considera che l'adeguamento sia soddisfatto per un valore target di  $\zeta_E$  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  $\alpha_0$  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:

$$a_1^* = a_0 S / q$$

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;

$\gamma$  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  $\zeta_E$  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  $\zeta_E$ .

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  $PV_R$  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:  $V_{NC} \geq 2475 * \ln(1 - PV_R) / C_U$ ).

#### Risultati dell'analisi:

Moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$

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:



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MINISTERO  
DELL'INTERNO



COMUNE  
DI PADOVA

- 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  $\zeta_E$ :

- in termini di PGA: ( $P_{GA,CLV} / P_{GA,DLV}$ ): verifica soddisfatta se  $\zeta_E$  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  $V_R = V_N \cdot C_U$

$PV_R$  per SLV (definita in input)

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

Dalla relazione:  $T_R = -V_R / \ln(1 - PV_R)$ , ponendo  $T_R = T_{R,CLV}$  e assumendo  $PV_R$  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 Circolare a sesto ribassato (s=cost.)  
con rinforzo in estradosso  
SAV, Stabilità di Archi e Volte: progetto preimpostato. Geometria della curva: arco Circolare A Sesto Ribassato.  
[Nome del file (archivio del software SAV): PD1-10-PR-REV3]

### DATI STRUTTURA

#### - VOLTA

Tipologia strutturale: Ponte stradale  
Profondità (cm) = 785  
N° Archi Ideali di calcolo = 1

#### - DATI ARCHI IDEALI

N.	Ly	Catena	d	Z	f <sub>yd</sub>
(cm)	(mm)	(cm)	(N/mm <sup>2</sup> )		
1	785				

#### - ARCO

> Dati in input:  
Freccia (cm) = 280  
Corda (cm) = 1640  
Spessore (cm) = 55  
>>> Altri parametri:  
Angolo imposta a°,sx (°) = 127.7  
a°,dx (°) = 52.3  
Raggio Intradosso R<sub>i</sub> (cm) = 1341  
Raggio Estradosso R<sub>e</sub> (cm) = 1396  
Angolo di apertura phi (°) = 75.4  
Conci da non sottoporre a verifica:  
1 20  
Conformità alla regola dell'arte (§4.3 CNR-DT 213/2015) per l'arcata del ponte:  
fattore di difformità γ<sub>C</sub> = 1.035

#### - PIEDRITTI

> Piedritto Sinistro:  
Altezza (cm) = 100  
Sezione: Rettangolare  
Piedritto in asse = no  
Lx Sup (sommità) (cm) = 170  
Lx Inf (base) (cm) = 170  
Ly (cm) = 785  
Dist. int./intrad. dX (cm) = 0  
Altezza fondazione (cm) = 100  
Lx fondazione (cm) = 170  
Ly fondazione (cm) = 785  
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 γ<sub>C</sub> = 1.035

> Piedritto Destro:  
Altezza (cm) = 100  
Sezione: Rettangolare  
Piedritto in asse = no  
Lx Sup (sommità) (cm) = 170  
Lx Inf (base) (cm) = 170  
Ly (cm) = 785  
Dist. int./intrad. dX (cm) = 0  
Altezza fondazione (cm) = 100  
Lx fondazione (cm) = 170  
Ly fondazione (cm) = 785  
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 γ<sub>C</sub> = 1.035

#### - CONTORNO

> Rinfianchi (o Riempimento):  
Dist.da linea di chiave(cm) = 0  
Peso specifico ( kN/m<sup>3</sup>) = 15.00  
Coefficiente k<sub>p</sub> per spinta passiva dal riempimento dell'arco = 0.500  
(le eventuali azioni da spinta passiva sono definite nelle Condizioni di Carico)  
> Sottofondo:  
Spessore (cm) = 4  
Peso specifico ( kN/m<sup>3</sup>) = 18.00  
> Pavimentazione:



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MINISTERO  
DELL'INTERNO



COMUNE  
DI PADOVA

Spessore (cm) = 10  
Peso specifico ( kN/m<sup>3</sup>) = 25.00

PONTE: terreno a tergo della spalla  
Angolo di attrito interno  $\Phi^i = 75.41^\circ$   
coefficiente parziale  $\gamma\Phi^i = 1.00$   
- valore di progetto  $\Phi^i d = 35.00^\circ$   
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  $\psi$ : a  $s_x = 90.00^\circ$ , a  $d_x = 90.00^\circ$   
Coefficienti di spinta:  
- Spinta statica:  
a riposo:  $K_0 = 0.426$   
attiva (sx):  $K_a = 0.244$   
passiva (sx):  $K_p = 11.201$   
attiva (dx):  $K_a = 0.244$   
passiva (dx):  $K_p = 11.201$   
- Spinta sismica per PGA,DLV (Mononobe-Okabe, per spalla alta):  
attiva (dx):  $K_a = 0.375$   
passiva (dx):  $K_p = 3.313$   
attiva (dx):  $K_a = 0.375$   
passiva (dx):  $K_p = 3.313$   
Peso specifico del terreno (kN/m<sup>3</sup>) = 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<sup>2</sup> ) = 4.485  
Fattore di Confidenza FC = 1.200  
Ponte: fattore di difformità  $\gamma_c$ : arcata: 1.035  
da cui: valore di progetto per FC:  $FC^i = 1.242$   
Peso Specifico ( kN/m<sup>3</sup>) = 18.00  
Giunti: coefficiente d'attrito  $f = 0.70$   
Coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$ : in Analisi Statica =3  
in Analisi Sismica =2  
Coefficiente di degrado  $\gamma_D = 1.00$   
Resistenze di progetto:  $f_{m,d} = f_m / \gamma_D / \gamma_M / FC^i$ ;  $f_{d,d} = f / \gamma_D / \gamma_M / FC^i$  :  
Statica ( $\gamma_M = 3.00$ ):  $f_{m,d} = 1.204$ ;  $f_{d,d} = 0.19$  (10.6°)  
Sismica ( $\gamma_M = 2.00$ ):  $f_{m,d} = 1.806$ ;  $f_{d,d} = 0.28$  (15.7°)

#### - MURATURA PIEDRITTI

Tipologia: (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche  
Resistenza media a Compressione  $f_m$  ( N/mm<sup>2</sup> ) = 4.485  
Fattore di Confidenza FC = 1.200  
Ponte: fattore di difformità  $\gamma_c$ : piedritto sx: 1.035  
da cui: valore di progetto per FC:  $FC^i = 1.242$   
fattore di difformità  $\gamma_c$ : piedritto dx: 1.035  
da cui: valore di progetto per FC:  $FC^i = 1.242$   
Peso Specifico ( kN/m<sup>3</sup>) = 18.00  
Giunti: coefficiente d'attrito  $f = 0.70$   
Coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$ : in Analisi Statica =3  
in Analisi Sismica =2  
Coefficiente di degrado  $\gamma_D = 1.10$   
Resistenze di progetto:  $f_{m,d} = f_m / \gamma_D / \gamma_M / FC^i$ ;  $f_{d,d} = f / \gamma_D / \gamma_M / FC^i$  :  
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  $s_t = 87$   
altezza timpano  $h_t = 99$   
spessore massciata gravante sul cuneo di spinta  $h_m = 0$   
spessore parapetto  $s_p = 40$   
altezza parapetto  $h_p = 90$   
Pesi specifici (kN/m<sup>3</sup>):  
muratura (timpano, parapetto) = 18.00  
riempimento = 18.00  
massciata = 10.00  
Angolo di attrito interno  $\Phi^i = 30.00^\circ$   
coefficiente parziale  $\gamma\Phi^i = 1.25$   
- valore di progetto  $\Phi^i d = 24.79^\circ$   
Angolo  $\beta$  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 (muratura)**

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

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)							
1		0	0	0	0.00	0.00					

**CCE n°2**

**Permanenti non strutturali (rinfianco e finiture)**

| 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	1707	-854	20	0.00	6.50	x	x	x	x	x		
2	x	1707	-854	765	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	1707	150	-854	40	5.00		x	x		

**CCE n°4**

**Sosta Cat. F**

| 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	1707	255	-854	490	2.50		x	x		

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)							
4		0	0	0	0.00	0.00					

**CCE n°5**

**Traffico 20t (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/m<sup>2</sup>) | a 45° | vert. | | +X | -X |

| 5 | 850 | 300 | -854 | 190 | 6.50 | | x | x | | |

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) | | | | | |

| 5 | | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 | | | | | |

CCE n °6

Traffico 20t (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/m<sup>2</sup>) | a 45° | vert. | | +X | -X |

| 6 | 1707 | 300 | -854 | 190 | 6.50 | | x | x | | |

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) | | | | | |

| 6 | | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 | | | | | |

CCE n °7

Mezzo 20 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) | | | | | |

7		1	-790	410	0.00	40.00	x	x	x		
7		1	-390	410	0.00	60.00	x	x	x		
7		0	-790	210	0.00	40.00	x	x	x		
7		0	-390	210	0.00	60.00	x	x	x		

CCE n °8

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) | | | | | |

| 8 | x | 800 | -854 | 310 | 15.00 | 0.00 | x | x | x | | | |

CARICHI: Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari

CCC n °1

Carichi verticali estesi (max carico)

- 1.30 \* CCE n.1
- 1.50 \* CCE n.2
- 1.50 \* CCE n.3
- 1.50 \* CCE n.4
- 1.50 \* CCE n.6

CCC n °2

Carichi verticali estesi (max soll)

- 1.30 \* CCE n.1



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MINISTERO  
DELL'INTERNO



COMUNE  
DI PADOVA

1.50 \* CCE n.2  
1.50 \* CCE n.4  
1.50 \* CCE n.5

**CCC n °3**

**Mezzo 20t vert max**

1.30 \* CCE n.1  
1.50 \* CCE n.2  
1.00 \* CCE n.4  
1.50 \* CCE n.7

**CCC n °4**

**Mezzo 20t e frenata**

1.30 \* CCE n.1  
1.50 \* CCE n.2  
1.00 \* CCE n.4  
1.00 \* CCE n.7  
1.50 \* CCE n.8

**DATI CONCI - Carichi in kN, Lunghezze in cm**

**Baricentri (cm)**

N.	Xg	Zg	ang.(°)
1	-800.7	1109.3	35.82
2	-726.0	1159.6	32.05
3	-648.2	1204.8	28.28
4	-567.5	1244.8	24.51
5	-484.5	1279.5	20.74
6	-399.3	1308.6	16.97
7	-312.3	1332.0	13.20
8	-224.1	1349.6	9.43
9	-134.8	1361.5	5.66
10	-45.0	1367.4	1.89
11	45.0	1367.4	-1.89
12	134.8	1361.5	-5.66
13	224.1	1349.6	-9.43
14	312.3	1332.0	-13.20
15	399.3	1308.6	-16.97
16	484.5	1279.5	-20.74
17	567.5	1244.8	-24.51
18	648.2	1204.8	-28.28
19	726.0	1159.6	-32.05
20	800.7	1109.3	-35.82

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

CARICHI PERMANENTI: pesi propri, rinfianchi, sottofondo, pavimentazione

N.	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp	Pp	Dx Pp
	rinf	rinf	sottof	sottof	pavim	pavim		
1	69.97	231.51	-17.0					
2	69.97	195.06	-15.7					
3	69.97	158.76	-14.5					
4	69.97	123.91	-13.2					
5	69.97	91.66	-12.1					
6	69.97	63.08	-11.0					
7	69.97	39.07	-10.3					
8	69.97	20.39	-10.3					
9	69.97	7.61	-12.4					
10	69.97	1.12	-23.0					
11	69.97	1.12	23.2					
12	69.97	7.61	12.4					
13	69.97	20.39	10.3					
14	69.97	39.07	10.3					
15	69.97	63.08	11.1					
16	69.97	91.66	12.1					
17	69.97	123.91	13.2					
18	69.97	158.76	14.5					
19	69.97	195.06	15.7					
20	69.97	231.51	17.0					

**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



N.	(kN/m)	(cm)	(kN/m)		
	(molt.)	[(no molt.)]	(molt.)	[(no 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.)	[(no 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			4.21	-15.7	14.61	-15.7	
2			4.40	-14.2	15.28	-14.2	
3			4.57	-12.7	15.87	-12.7	
4			4.72	-11.1	16.40	-11.1	
5			4.85	-9.5	16.85	-9.5	
6			4.96	-7.8	17.24	-7.8	
7			5.05	-6.1	17.55	-6.1	
8			5.12	-4.4	17.78	-4.4	
9			5.17	-2.6	17.93	-2.6	
10			5.19	-0.9	18.01	-0.9	
11			5.19	0.9	18.01	0.9	
12			5.17	2.6	17.93	2.6	
13			5.12	4.4	17.78	4.4	
14			5.05	6.1	17.55	6.1	
15			4.96	7.8	17.24	7.8	
16			4.85	9.5	16.85	9.5	
17			4.72	11.1	16.40	11.1	
18			4.57	12.7	15.87	12.7	
19			4.40	14.2	15.28	14.2	
20			4.21	15.7	14.61	15.7	

CARICHI DI SUPERFICIE

N.	Q sup.	Dx Q sup.		
	(kN)	(cm)		
	(molt.)	[(no molt.)]	(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.)	[(no molt.)]	statica   sisma +X   sisma -X
1	9.70	-15.6			
2	10.14	-14.0			
3	10.53	-12.3			
4	10.79	-11.0			
5	11.18	-9.5			
6	11.44	-7.7			
7	11.57	-6.2			
8	11.83	-4.4			
9	11.83	-2.7			
10	11.96	-1.0			
11	11.96	1.0			
12	11.83	2.7			
13	11.83	4.4			
14	11.57	6.2			
15	11.44	7.7			
16	11.18	9.5			
17	10.79	11.0			
18	10.53	12.3			
19	10.14	14.0			
20	9.70	15.6			

CARICHI CONCENTRATI

N.	P conc.Z	Dx P conc.Z	P conc.X		
	(kN/m)	(cm)	(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.	Dx Q sup.
	(kN)	(cm)
	(molt.)	[(no molt.)]
1	5.59	-15.7
2	5.84	-14.2
3	6.07	-12.7
4	6.27	-11.1
5	6.44	-9.5
6	6.59	-7.8
7	6.71	-6.1
8	6.80	-4.4
9	6.86	-2.6
10	6.89	-0.9
11	6.89	0.9
12	6.86	2.6
13	6.80	4.4
14	6.71	6.1
15	6.59	7.8
16	6.44	9.5
17	6.27	11.1
18	6.07	12.7
19	5.84	14.2
20	5.54	15.4

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z	Dx Q lin.Z	Q lin.X
	(kN/m)	(cm)	(kN/m)
	(molt.)	[(no 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.)]	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.	Dx Q sup.
	(kN)	(cm)
	(molt.)	[(no molt.)]
1	4.75	-15.7
2	4.96	-14.2
3	5.16	-12.7
4	5.33	-11.1
5	5.48	-9.5
6	5.60	-7.8
7	5.70	-6.1
8	5.78	-4.4
9	5.83	-2.6
10	5.85	-0.9
11	5.85	0.9
12	5.83	2.6
13	5.78	4.4
14	5.70	6.1
15	5.60	7.8
16	5.48	9.5



17	5.33	11.1
18	5.16	12.7
19	4.96	14.2
20	4.71	15.4

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	statica	sisma +X	sisma -X
	(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)	statica	sisma +X	sisma -X
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)		
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.)
1	14.53	-15.7
2	15.18	-14.2
3	15.78	-12.7
4	16.30	-11.1
5	16.75	-9.5
6	17.14	-7.8
7	17.44	-6.1
8	17.67	-4.4
9	17.83	-2.6
10	17.13	-2.9

CARICHI LINEARI

N.	Q lin.Z (kN/m)	Dx Q lin.Z (cm)	Q lin.X (kN/m)	statica	sisma +X	sisma -X
	(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)	statica	sisma +X	sisma -X
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)		
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.)
1	14.52	-15.7
2	15.18	-14.2
3	15.77	-12.7





4	16.30		-11.1	
5	16.75		-9.5	
6	17.13		-7.8	
7	17.44		-6.1	
8	17.67		-4.4	
9	17.82		-2.6	
10	17.90		-0.9	
11	17.90		0.9	
12	17.82		2.6	
13	17.67		4.4	
14	17.44		6.1	
15	17.13		7.8	
16	16.75		9.5	
17	16.30		11.1	
18	15.77		12.7	
19	15.18		14.2	
20	14.40		15.4	

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. 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. (kN)	Dx Q sup. (cm)	
	(molt.)	(no molt.)	(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
-----				
1	71.43	9.2		
2	8.57	-51.5		
6	120.00	9.3		

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.



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MINISTERO  
DELL'INTERNO



COMUNE  
DI PADOVA

	(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)	statica	sisma +X	sisma -X
	(molt.)	(no molt.)	(molt.)	(no molt.)		
1			11.01			
2			11.50			
3			11.95			
4			12.24			
5			12.68			
6			12.98			
7			13.13			
8			13.42			
9			13.42			
10			7.67			

#### CARICHI CONCENTRATI

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

Per numero di conci specificato: - numero di conci : 20

Lunghezza conci piedritto sx (cm) : 20

Lunghezza conci piedritto dx (cm) : 20

> Tipo di Analisi (statica = sempre eseguita)

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale : Sì

Analisi Sismica : Sì

- considerare la componente sismica verticale : No

- per sisma verticale: considerare sempre il 100% degli effetti : Sì

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

- valore del moltiplicatore orizzontale prefissato : .106

- con analisi dei piedritti: molt.prefissato = molt. di collasso del sistema : Sì

> Dati Edificio

Numero piani dell'edificio : 1

Altezza complessiva struttura rispetto alla fondazione (m) : 3

Imposta Sinistra della struttura voltata: Quota da fondazioni (m) : 2

Vita Nominale (anni) : 35

Classe d'uso (I=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=independenti da ag : 1

> Determinazione dell'Azione Sismica

Individuazione del sito: Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 11.870001

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) : 45.500909

Tipo di interpolazione: 1=media ponderata, 2=superficie rigata : 1

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

30,033,2.56,,218

50,041,2.58,,263

72,05,2.522,,275

101,058,2.549,,282

140,067,2.541,,29

201,079,2.489,,302

475,109,2.5,,319

975,142,2.52,,332

2475,195,2.553,,344

6.8765362519987E-03,463322282714716

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = k \* TR<sup>α</sup>, dove:

k = 0.006876536, α = 0.463322283

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) : 21,033,2.56,,218

SLD: TR(anni),ag(g),Fo,Tc\*(sec) : 35,035,2.566,,231



SLV: TR(anni),ag(g),Fo,Tc\*(sec) : 332,,095,2.495,,312  
 SLC: TR(anni),ag(g),Fo,Tc\*(sec) : 682,,125,2.51,,325  
 SLO: S,TB,TC,TD : 1.8,,195,,584,1.732  
 SLD: S,TB,TC,TD : 1.8,,2,,601,1.74  
 SLV: S,TB,TC,TD : 1.8,,233,,698,1.98  
 SLC: S,TB,TC,TD : 1.8,,238,,713,2.1  
 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 : Si  
 - applicare GammaM e FC per il coefficiente d'attrito di progetto : Si  
 Verifica a Compressione : Si  
 - tensione limite sempre da diagramma di compressione su s/3 : Si  
 GammaM in Analisi Statica : 3  
 GammaM in Analisi Sismica : 2  
 > Per Analisi Sismica  
 Capacità in termini di PGA calcolata con struttura rigida : Si  
 Indicatore di rischio zeta,E target : 1  
 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 : Si  
 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 : Si  
 > Per Analisi del Cedimento limite  
 Consentire la variazione delle cerniere nel corso dell'analisi incrementale : Si  
 > Criteri di elaborazione  
 Evitare la formazione di cerniere su interfacce consecutive : No

## RISULTATI ANALISI

### ARCO n. 1

#### Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (4)

#### 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  $\varphi$ .

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:  $fmd = fm / \gamma M / F' C / \gamma D = 1.204 \text{ N/mm}^2$ , dove:

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

$\gamma M = 3.00$

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

$\gamma D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto:  $fd = f / \gamma M / F' C / \gamma D = 0.19$  ( $\varphi = 10.6^\circ$ ), dove:

$f = 0.70$

$\gamma M = 3.00$

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

$\gamma D = 1.00$

##### 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-m)	(cm)	(°)	(N/mm <sup>2</sup> )				
	1	917.14	3416.14	-491.32	4361.04	-687.22	-198.05	11.6	-15.9	6.5	1.204
	2	1369.49	2658.60	-383.62	4046.32	-354.51	-249.15	18.7	-8.8	5.4	1.204
	3	1695.58	2083.38	-277.45	3789.13	-106.64	-283.56	24.7	-2.8	4.2	1.145
	4	1900.91	1680.79	-181.11	3586.27	60.53	306.14	29.2	1.7	2.9	0.983
	5	2001.47	1429.10	-100.81	3432.04	157.40	320.66	32.1	4.6	1.7	1.192
	6	2020.35	1298.42	-39.96	3319.01	198.53	329.84	33.5	6.0	0.7	1.204
	7	1984.61	1254.77	0.08	3239.38	200.71	335.56	33.7	6.2	0.0	1.204
	8	1921.75	1263.98	20.21	3185.79	180.89	339.05	33.2	5.7	0.4	1.195



9	1856.64	1295.31	23.73	3152.04	154.37	341.08	32.4	4.9	0.4	1.120
10	1809.11	1324.50	14.98	3133.64	133.27	342.14	31.8	4.3	0.3	1.063
11	1791.80	1336.00	0.00	3127.81	125.35	342.47	31.5	4.0	0.0	1.041
12	1809.11	1324.49	-14.98	3133.64	133.27	342.14	31.8	4.3	0.3	1.063
13	1856.65	1295.31	-23.73	3152.04	154.37	341.08	32.4	4.9	0.4	1.120
14	1921.76	1263.97	-20.21	3185.79	180.89	339.05	33.2	5.7	0.4	1.195
15	1984.62	1254.76	-0.07	3239.38	200.71	335.56	33.7	6.2	0.0	1.204
16	2020.36	1298.41	39.96	3319.01	198.54	329.84	33.5	6.0	0.7	1.204
17	2001.48	1429.08	100.81	3432.04	157.41	320.66	32.1	4.6	1.7	1.192
18	1900.92	1680.77	181.11	3586.27	60.54	306.14	29.2	1.7	2.9	0.983
19	1695.60	2083.36	277.45	3789.13	-106.63	-283.56	24.7	-2.8	4.2	1.145
20	1369.51	2658.58	383.62	4046.32	-354.50	-249.15	18.7	-8.8	5.4	1.204
21	916.97	3416.11	491.06	4360.82	-687.26	-198.08	11.6	-15.9	6.5	1.204

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

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione	Distanze dal piedritto (cm)	
				in dir.X	in dir.Z
Sinistra	3127.80	3039.00	44.2	7.1	9.2
Destra	3127.80	3038.68	44.2	7.1	9.2

- 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:  $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$  ( $\phi = 9.7^\circ$ ), 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 ( $\phi$ ). 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	3611.36	-3127.80	1991.6200	55.1	85.0	40.9	1.027	90.0	elast.parz.reag.	2310.5280
2	20.0	3659.40	-3127.80	1366.0600	37.3	85.0	40.5	0.652	143.0	elast.parz.reag.	2331.0310
3	40.0	3707.45	-3127.80	740.5000	20.0	85.0	40.2	0.474	170.0	elast.inter.reag.	2351.2700
4	60.0	3755.49	-3127.80	114.9400	3.1	85.0	39.8	0.312	170.0	elast.inter.reag.	2371.2350
5	80.0	3803.53	-3127.80	-510.6200	-13.4	85.0	39.4	0.420	170.0	elast.inter.reag.	2390.9330
6	100.0	3851.57	-3127.80	-1136.1800	-29.5	85.0	39.1	0.589	167.0	elast.parz.reag.	2410.3610

Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
	(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)		
	4091.78	-3127.80	-1136.1800	-27.8	0.307	0.607

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:

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

$\gamma_M = 3.00$

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

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto:  $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.17$  ( $\phi = 9.7^\circ$ ), 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 ( $\phi$ ). 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	3611.04	-3127.80	1991.3700	55.1	85.0	40.9	1.027	90.0	elast.parz.reag.	2310.3900
2	20.0	3659.08	-3127.80	1365.8100	37.3	85.0	40.5	0.652	143.0	elast.parz.reag.	2330.8950
3	40.0	3707.13	-3127.80	740.2500	20.0	85.0	40.2	0.474	170.0	elast.inter.reag.	2351.1360
4	60.0	3755.17	-3127.80	114.6900	3.1	85.0	39.8	0.312	170.0	elast.inter.reag.	2371.1030



5	80.0	3803.21	-3127.80	-510.8700	-13.4	85.0	39.4	0.420	170.0	elast.inter.reag.	2390.8020
6	100.0	3851.25	-3127.80	-1136.4300	-29.5	85.0	39.1	0.589	166.0	elast.parz.reag.	2410.2330

**Verifica in fondazione**

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione	
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm <sup>2</sup> )				
4091.46	-3127.80	-1136.4300	-27.8	0.307	0.607	Fondazione interamente compressa	

**ARCO n. 1**

**Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (4)**

**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  $f_{m,d}$ ]

Resistenza a compressione di progetto:  $f_{m,d} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$ , 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:  $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.19$  ( $\varphi = 10.6^\circ$ ), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

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

$\gamma_D = 1.00$

**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-m)	(cm)	(*)	(N/mm <sup>2</sup> )					
1	614.90	3395.74	-557.16	4049.15	-764.73	-251.77	8.4	-19.1	7.9	1.204
2	1166.11	2540.38	-435.05	3731.93	-377.93	-292.33	17.3	-10.2	6.7	1.204
3	1568.27	1890.80	-315.18	3473.40	-88.70	-318.10	24.9	-2.6	5.2	1.025
4	1827.94	1436.12	-205.88	3270.54	107.75	333.85	30.8	3.3	3.6	1.028
5	1962.19	1153.41	-113.31	3117.66	222.42	343.14	34.6	7.1	2.1	1.204
6	1995.15	1011.64	-40.86	3007.07	270.47	348.47	36.5	9.0	0.8	1.204
7	1954.85	975.73	10.16	2930.60	269.26	351.46	36.7	9.2	0.2	1.204
8	1869.68	1010.56	40.71	2880.53	236.26	353.09	35.7	8.2	0.8	1.204
9	1765.31	1084.50	54.19	2850.33	187.22	353.95	34.1	6.6	1.1	1.133
10	1662.23	1172.57	54.98	2835.33	134.66	354.34	32.3	4.8	1.1	0.997
11	1573.69	1258.58	48.07	2832.68	86.65	354.40	30.6	3.1	1.0	0.875
12	1526.92	1312.51	15.32	2839.47	58.96	354.22	29.6	2.1	0.3	0.807
13	1536.26	1319.29	-10.85	2855.57	59.67	353.80	29.6	2.1	0.2	0.812
14	1588.11	1295.51	-23.85	2883.71	80.46	352.99	30.3	2.8	0.5	0.871
15	1660.88	1267.38	-18.81	2928.31	108.21	351.54	31.2	3.7	0.4	0.952
16	1727.15	1268.44	8.05	2995.60	126.15	348.95	31.7	4.2	0.2	1.013
17	1756.15	1336.45	58.11	3093.15	115.42	344.37	31.2	3.7	1.1	1.008
18	1716.87	1509.73	130.41	3229.24	56.96	336.42	29.3	1.8	2.3	0.891
19	1581.72	1823.13	221.88	3412.07	-66.39	-322.89	25.6	-1.9	3.7	0.956
20	1329.67	2303.86	326.62	3648.18	-267.90	-300.61	20.1	-7.4	5.1	1.204
21	949.82	2967.52	436.47	3941.58	-554.87	-265.26	13.3	-14.2	6.4	1.204

**- 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	2832.27	2893.76	45.6	5.2	6.7
Destra	2832.27	2741.22	44.1	8.2	10.6

**- Piedritto Sinistro**

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro:  $f_{m,d} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$ , 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 (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	3466.12	-2832.27	2019.4500	58.3	85.0	39.3	1.094	41.0	elastoplast.parz.	2246.9070
2	20.0	3514.16	-2832.27	1452.9900	41.3	85.0	38.9	0.684	131.0	elast.parz.reag.	2268.2220
3	40.0	3562.21	-2832.27	886.5400	24.9	85.0	38.5	0.501	170.0	elast.inter.reag.	2289.2730
4	60.0	3610.25	-2832.27	320.0900	8.9	85.0	38.1	0.355	170.0	elast.inter.reag.	2310.0510
5	80.0	3658.29	-2832.27	-246.3700	-6.7	85.0	37.7	0.339	170.0	elast.inter.reag.	2330.5600
6	100.0	3706.33	-2832.27	-812.8200	-21.9	85.0	37.4	0.493	170.0	elast.inter.reag.	2350.8010

**Verifica in fondazione**

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
3946.54	-2832.27	-812.8200	-20.6	0.296	0.511	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  $f,m,d$ ]

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	3313.58	-2832.27	1701.8900	51.4	85.0	40.5	0.837	101.0	elast.parz.reag.	2177.4440
2	20.0	3361.62	-2832.27	1135.4300	33.8	85.0	40.1	0.557	154.0	elast.parz.reag.	2199.6120
3	40.0	3409.67	-2832.27	568.9800	16.7	85.0	39.7	0.406	170.0	elast.inter.reag.	2221.5160
4	60.0	3457.71	-2832.27	2.5300	0.1	85.0	39.3	0.260	170.0	elast.inter.reag.	2243.1480
5	80.0	3505.75	-2832.27	-563.9300	-16.1	85.0	38.9	0.412	170.0	elast.inter.reag.	2264.5100
6	100.0	3553.79	-2832.27	-1130.3800	-31.8	85.0	38.6	0.567	160.0	elast.parz.reag.	2285.6040

**Verifica in fondazione**

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
3794.00	-2832.27	-1130.3800	-29.8	0.284	0.584	Fondazione parzialmente compressa

**ARCO n. 1**

**Combinazione di Condizioni di Carico: 3 (4)**

**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  $\varphi$ .

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:  $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.204 \text{ N/mm}^2$ , 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:  $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.19$  ( $\varphi = 10.6^\circ$ ), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

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

$\gamma_D = 1.00$

**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 <sup>2</sup> )			
1	528.94	3461.27	-619.35	4037.99	-806.39	-254.80	7.3	-20.2	8.8	1.204
2	1124.80	2510.90	-426.92	3660.67	-381.18	-300.37	17.0	-10.5	6.7	1.204
3	1516.49	1878.71	-313.13	3409.60	-99.61	-323.71	24.6	-2.9	5.3	1.038
4	1800.46	1411.66	-223.14	3219.86	106.92	337.37	30.8	3.3	4.0	1.014
5	1990.69	1082.39	-152.15	3076.84	249.78	345.38	35.6	8.1	2.8	1.204
6	2114.44	856.37	-103.20	2972.60	345.97	349.96	39.1	11.6	2.0	1.204
7	2067.72	783.44	96.60	2852.79	353.18	353.92	39.9	12.4	1.9	1.204
8	1869.06	943.30	103.74	2814.27	254.59	354.87	36.6	9.1	2.1	1.204
9	1688.13	1101.95	92.40	2791.61	161.20	355.35	33.3	5.8	1.9	1.054
10	1547.24	1232.42	67.45	2780.48	86.57	355.56	30.6	3.1	1.4	0.863
11	1460.62	1317.46	35.52	2778.30	39.37	355.59	28.9	1.4	0.7	0.743
12	1433.36	1350.97	3.44	2784.33	22.66	355.47	28.3	0.8	0.1	0.702
13	1460.87	1338.54	-21.97	2799.49	33.64	355.16	28.7	1.2	0.5	0.733
14	1529.39	1296.90	-34.08	2826.50	63.94	354.55	29.8	2.3	0.7	0.816
15	1617.12	1252.52	-28.01	2869.78	100.27	353.40	31.0	3.5	0.6	0.918
16	1696.38	1239.22	0.08	2935.60	125.72	351.28	31.8	4.3	0.0	0.998
17	1736.07	1295.09	51.57	3031.60	121.27	347.39	31.5	4.0	1.0	1.008
18	1704.87	1458.81	125.54	3166.17	67.67	340.39	29.6	2.1	2.3	0.904
19	1574.80	1765.65	218.93	3347.61	-52.48	-328.16	25.9	-1.6	3.8	0.906
20	1324.45	2243.24	325.85	3582.54	-252.67	-307.59	20.4	-7.1	5.2	1.204
21	942.52	2907.63	438.18	3875.00	-540.40	-274.39	13.5	-14.0	6.5	1.204

**- 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	2778.08	2930.47	46.5	4.5 5.8
Destra	2778.08	2701.47	44.2	8.2 10.7

**- 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:

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

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F C \gamma_C] = 1.242$ , 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 ( $\phi$ ). 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/mm <sup>2</sup> )	(cm)	(dominio)	(kN-m)		
1	0.0	3502.83	-2778.08	2109.6900	60.2	85.0	38.4	1.094	41.0	elastoplast.parz.	2263.2190
2	20.0	3550.87	-2778.08	1554.0800	43.8	85.0	38.0	0.731	124.0	elast.parz.reag.	2284.3290
3	40.0	3598.92	-2778.08	998.4600	27.7	85.0	37.7	0.534	170.0	elast.inter.reag.	2305.1750
4	60.0	3646.96	-2778.08	442.8500	12.1	85.0	37.3	0.390	170.0	elast.inter.reag.	2325.7480
5	80.0	3695.00	-2778.08	-112.7700	-3.1	85.0	36.9	0.307	170.0	elast.inter.reag.	2346.0520
6	100.0	3743.04	-2778.08	-668.3900	-17.9	85.0	36.6	0.457	170.0	elast.inter.reag.	2366.0870

**Verifica in fondazione**

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm <sup>2</sup> )			
3983.25	-2778.08	-668.3900	-16.8	0.299	0.475	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:

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

$\gamma_M = 3.00$

$F' C = \max[1.000, F C \gamma_C] = 1.242$ , 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 (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	3273.83	-2778.08	1677.2400	51.2	85.0	40.3	0.823	101.0	elast.parz.reag.	2158.8980
2	20.0	3321.87	-2778.08	1121.6300	33.8	85.0	39.9	0.551	154.0	elast.parz.reag.	2181.2880
3	40.0	3369.92	-2778.08	566.0100	16.8	85.0	39.5	0.402	170.0	elast.inter.reag.	2203.4150
4	60.0	3417.96	-2778.08	10.3900	0.3	85.0	39.1	0.259	170.0	elast.inter.reag.	2225.2680
5	80.0	3466.00	-2778.08	-545.2200	-15.7	85.0	38.7	0.404	170.0	elast.inter.reag.	2246.8530
6	100.0	3514.04	-2778.08	-1100.8400	-31.3	85.0	38.3	0.556	161.0	elast.parz.reag.	2268.1690

**Verifica in fondazione**

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
3754.25	-2778.08	-1100.8400	-29.3	0.281	0.573	Fondazione parzialmente compressa

**ARCO n. 1**

**Combinazione di Condizioni di Carico: 4 (4)**

**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  $\phi$ .

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 Soddisfatta**

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

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

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

$\gamma_M = 3.00$

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

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto:  $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.19$  ( $\phi = 10.6^\circ$ ), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 3.00$

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

$\gamma_D = 1.00$

**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	386.83	3406.28	-643.75	3847.35	-830.35	-281.78	5.6	-21.9	9.6	1.204
2	1038.44	2432.62	-458.71	3501.24	-383.40	-317.01	16.5	-11.0	7.5	1.204
3	1480.64	1765.26	-329.07	3262.54	-78.27	-335.11	25.1	-2.4	5.8	0.950
4	1783.55	1294.60	-221.26	3086.09	134.46	345.12	31.9	4.4	4.1	1.053
5	1966.12	990.35	-134.40	2959.52	268.34	350.51	36.6	9.1	2.6	1.204
6	2058.96	814.67	-71.67	2874.52	342.18	353.29	39.4	11.9	1.4	1.204
7	2006.41	784.26	81.59	2791.86	336.09	355.34	39.5	12.0	1.7	1.204
8	1834.83	935.50	96.60	2772.01	247.32	355.73	36.4	8.9	2.0	1.204
9	1670.65	1096.98	90.68	2769.11	157.76	355.78	33.2	5.7	1.9	1.040
10	1539.98	1237.25	68.53	2778.07	83.25	355.60	30.5	3.0	1.4	0.854
11	1457.07	1330.15	36.76	2787.47	34.90	355.41	28.8	1.3	0.8	0.734
12	1428.30	1365.24	4.08	2793.54	17.34	355.28	28.1	0.6	0.1	0.691
13	1455.28	1353.36	-21.94	2808.72	28.03	354.96	28.5	1.0	0.4	0.721
14	1524.24	1311.27	-34.66	2835.72	58.57	354.32	29.6	2.1	0.7	0.805
15	1613.38	1265.42	-29.19	2878.94	95.69	353.14	30.8	3.3	0.6	0.909
16	1695.01	1249.65	-1.70	2944.66	122.48	350.95	31.7	4.2	0.0	0.991
17	1738.04	1302.04	49.20	3040.48	119.90	346.97	31.4	3.9	0.9	1.007
18	1711.11	1461.32	122.59	3174.80	68.69	339.86	29.7	2.2	2.2	0.908
19	1586.24	1762.74	215.41	3355.90	-48.54	-327.49	26.1	-1.4	3.7	0.898
20	1341.98	2233.99	321.78	3590.42	-245.30	-306.73	20.6	-6.9	5.1	1.204
21	967.03	2891.12	433.56	3882.43	-529.13	-273.33	13.8	-13.7	6.4	1.204

**- 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	2607.22	2829.23	47.3	3.4 4.4
Destra	2787.22	2702.71	44.1	8.4 10.9

**- 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  $|T|/N_{compr.}$  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	3401.59	-2607.22	2118.3800	62.3	85.0	37.5	1.094	40.0	elastoplast.parz.	2217.8520
2	20.0	3449.63	-2607.22	1596.9300	46.3	85.0	37.1	0.757	116.0	elast.parz.reag.	2239.5280
3	40.0	3497.68	-2607.22	1075.4900	30.7	85.0	36.7	0.548	163.0	elast.parz.reag.	2260.9400
4	60.0	3545.72	-2607.22	554.0500	15.6	85.0	36.3	0.412	170.0	elast.inter.reag.	2282.0790
5	80.0	3593.76	-2607.22	32.6000	0.9	85.0	36.0	0.278	170.0	elast.inter.reag.	2302.9490
6	100.0	3641.80	-2607.22	-488.8400	-13.4	85.0	35.6	0.402	170.0	elast.inter.reag.	2323.5510

#### Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
3882.01	-2607.22	-488.8400	-12.6	0.291	0.420	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

$\gamma M = 3.00$

$F'C = \max[1.000, FC \cdot \gamma C] = 1.242$ , 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  $f_{m,d}$ ]

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	3275.07	-2787.22	1677.1900	51.2	85.0	40.4	0.823	101.0	elast.parz.reag.	2159.4790
2	20.0	3323.11	-2787.22	1119.7500	33.7	85.0	40.0	0.550	154.0	elast.parz.reag.	2181.8630
3	40.0	3371.16	-2787.22	562.3000	16.7	85.0	39.6	0.401	170.0	elast.inter.reag.	2203.9820
4	60.0	3419.20	-2787.22	4.8600	0.1	85.0	39.2	0.258	170.0	elast.inter.reag.	2225.8290
5	80.0	3467.24	-2787.22	-552.5800	-15.9	85.0	38.8	0.406	170.0	elast.inter.reag.	2247.4070
6	100.0	3515.28	-2787.22	-1110.0300	-31.6	85.0	38.4	0.559	160.0	elast.parz.reag.	2268.7160

#### Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
3755.49	-2787.22	-1110.0300	-29.6	0.281	0.575	Fondazione parzialmente compressa

#### ANALISI STATICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

##### Arco:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.772

Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.637

Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 4



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MINISTERO  
DELL'INTERNO



COMUNE  
DI PADOVA

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 1.003  
Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 1.098  
Trazione dei rinforzi: >> 1

#### Piedritti:

##### Piedritto Sx:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 3.931  
Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 2.372  
Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 1.753  
Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 1.728

##### - Piedritto Dx:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 3.933

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 4.337

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 9.068  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 4.400

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 5.494

**Moltiplicatore di collasso minimo del Sistema Voltato in direzione verticale:**  
(= fra tutte le CCC) **1.003**

#### 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:  $k = 0.006876536$ ,  $\alpha = 0.463322283$   
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): 1.175  
Attrito (Taglio nei giunti): 0.558  
Compressione della muratura: 0.845  
Trazione dei rinforzi: 1.175  
**Combinazione di Carico Sismica -X**  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 1.175  
Attrito (Taglio nei giunti): 0.558  
Compressione della muratura: 0.845  
Trazione dei rinforzi: 1.175

##### Piedritti

##### Piedritto Sx:

**Combinazione di Carico Sismica +X**  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.158  
Attrito (Taglio nei giunti): 0.427  
Compressione della muratura: 0.106  
**Combinazione di Carico Sismica -X**  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.158  
Attrito (Taglio nei giunti): 0.427  
Compressione della muratura: 0.106

##### Piedritto Dx:





#### Combinazione di Carico Sismica +X

Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.354

Attrito (Taglio nei giunti): 1.174

Compressione della muratura: 0.289

#### Combinazione di Carico Sismica -X

Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.354

Attrito (Taglio nei giunti): 1.174

Compressione della muratura: 0.289

#### Timpano

Ribaltamento fuori piano: 0.345

#### Moltiplicatore di collasso del Sistema Voltato in direzione orizzontale:

(= minimo fra i versi sismici) **0.106**

#### 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) ( $g$ ) = 0.095

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) ( $g$ ) = 0.296

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  $\xi$  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  $\alpha_0 = 0.558$

Peso sismico totale  $P_{tot} = g \cdot \text{Massa totale} = \Sigma P_i$  (kN) = 3917.25

Massa sismica totale =  $\Sigma P_i/g$  (k-kgm) = 399.45

$g \cdot \text{Massa partecipante} = gM^* = g \cdot (\Sigma(P_i \cdot \delta_i))^2 / \Sigma(P_i \cdot \delta_i)^2$  (kN) = 3917.25

Massa partecipante  $M^* = (\Sigma(P_i \cdot \delta_i))^2 / (g \cdot \Sigma(P_i \cdot \delta_i)^2)$  (k-kgm) = 399.45

Frazione di massa partecipante  $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_{0^*}$  ( $g$ ) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.449$

Domanda in termini di PGA (=a.g.S) per SLV ( $g$ ) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171

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.  $a_{0^*}=a^*$ ) ( $g$ ) = 0.322

TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV ( $g$ ) = 2.475

#### Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_E$ (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 1.000$ ):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): **1.883**

- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455

- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 2.279

#### Combinazione di Carico Sismica -X

Moltiplicatore di collasso  $\alpha_0 = 0.558$

Peso sismico totale  $P_{tot} = g \cdot \text{Massa totale} = \Sigma P_i$  (kN) = 3917.25

Massa sismica totale =  $\Sigma P_i/g$  (k-kgm) = 399.45

$g \cdot \text{Massa partecipante} = gM^* = g \cdot (\Sigma(P_i \cdot \delta_i))^2 / \Sigma(P_i \cdot \delta_i)^2$  (kN) = 3917.25

Massa partecipante  $M^* = (\Sigma(P_i \cdot \delta_i))^2 / (g \cdot \Sigma(P_i \cdot \delta_i)^2)$  (k-kgm) = 399.45

Frazione di massa partecipante  $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_{0^*}$  ( $g$ ) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.449$

Domanda in termini di PGA (=a.g.S) per SLV ( $g$ ) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171

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.  $a_{0^*}=a^*$ ) ( $g$ ) = 0.322

TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV ( $g$ ) = 2.475

#### Indicatore di Rischio Sismico $\zeta_E$ (verifica soddisfatta se $\zeta_E \geq 1.000$ ):

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): **1.883**

- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455

- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 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) ( $g$ ) = 0.095

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  $\alpha_0 = 0.106$

Frazione di massa partecipante  $e^* = 1.000$

Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_{0^*}$  ( $g$ ) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.085$

Domanda in termini di PGA per SLV ( $g$ ) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171

Accelerazione spettrale richiesta  $a^*$  ( $g$ ) = 0.086



PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c.  $a_0^*=a^*$ ) (g) = 0.171  
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 325

**Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$  (verifica soddisfatta se  $\zeta_E \geq 1.000$ ):**

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.000
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 0.978
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 0.991

**Combinazione di Carico Sismica -X**

Moltiplicatore di collasso  $\alpha_0 = 0.106$   
Frazione di massa partecipante  $e^* = 1.000$   
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  (g) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.085$   
Domanda in termini di PGA per SLV (g) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171  
Accelerazione spettrale richiesta  $a^*$  (g) = 0.086  
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c.  $a_0^*=a^*$ ) (g) = 0.171  
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 325

**Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$  (verifica soddisfatta se  $\zeta_E \geq 1.000$ ):**

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.000
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 0.978
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 0.991

#### 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) = 0.095  
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.800  
Fattore di comportamento  $q = 1.50$

Moltiplicatore di collasso  $\alpha_0 = 0.345$   
Frazione di massa partecipante  $e^* = 1.000$   
Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_0^*$  (g) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.287$   
Domanda in termini di PGA per SLV (g) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171  
Accelerazione spettrale richiesta  $a^*$  (g) = 0.114  
PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c.  $a_0^*=a^*$ ) (g) = 0.322  
TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2475

**Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$  (verifica soddisfatta se  $\zeta_E \geq 1.000$ ):**

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.883
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 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: 0.171  
Combinazione di Carico Sismica -X: 0.171  
In definitiva: 0.171

**Capacità in termini di TR: TR,CLV (g)**

Combinazione di Carico Sismica +X: 325  
Combinazione di Carico Sismica -X: 325  
In definitiva: 325

**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 = 325 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 = 34.2 anni, VNC = 34.2 anni

#### RISULTATI ANALISI

##### ARCO n. 1

- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X: molt.= 0.106 [molt.coll. dell'arco: 0.558 ]

##### 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  $\varphi$ .  
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  $f_{m,d}$ ]  
Resistenza a compressione di progetto:  $f_{m,d} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.806 \text{ N/mm}^2$ , dove:

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

$\gamma_M = 2.00$

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

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto:  $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.28$  ( $\varphi = 15.7^\circ$ ), dove:

$f = 0.70$



$\gamma_M = 2.00$   
 $F_c = \max[1.000, F_c \cdot \gamma_C] = 1.242$ , con:  $F_c = 1.20$ ,  $\gamma_C = 1.035$   
 $\gamma_D = 1.00$

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 <sup>2</sup> )			
1	147.26	2376.49	-495.43	2571.91	-613.04	-476.39	3.2	-24.3	11.1	1.754
2	679.79	1650.71	-367.00	2359.22	-267.00	-449.29	16.0	-11.5	8.9	1.234
3	1047.46	1132.73	-248.85	2194.34	-23.45	-431.87	26.4	-1.1	6.5	0.564
4	1268.15	800.16	-146.81	2073.51	128.70	417.87	33.7	6.2	4.1	0.804
5	1366.90	622.51	-64.89	1990.47	204.71	407.47	37.8	10.3	1.9	0.982
6	1372.98	564.51	-4.83	1937.50	222.33	400.39	39.0	11.5	0.1	1.027
7	1317.29	589.37	33.31	1906.95	200.18	396.09	38.0	10.5	1.0	0.952
8	1229.59	661.94	51.26	1892.22	156.10	393.95	35.8	8.3	1.6	0.833
9	1136.12	751.41	52.51	1888.26	105.79	393.39	33.1	5.6	1.6	0.704
10	1057.81	833.59	41.32	1891.84	61.66	393.93	30.8	3.3	1.3	0.594
11	1008.82	892.46	23.10	1901.42	32.00	395.33	29.2	1.7	0.7	0.521
12	995.84	921.07	3.31	1916.91	20.56	397.52	28.6	1.1	0.1	0.496
13	1017.99	921.58	-12.79	1939.61	26.51	400.67	28.9	1.4	0.4	0.516
14	1067.40	904.67	-20.25	1972.17	44.75	405.13	29.8	2.3	0.6	0.570
15	1130.32	888.07	-15.56	2018.45	66.62	411.34	30.8	3.3	0.4	0.636
16	1189.02	894.57	3.78	2083.59	80.97	419.84	31.4	3.9	0.1	0.687
17	1223.78	949.40	38.37	2173.52	75.45	431.02	31.0	3.5	1.0	0.694
18	1215.46	1077.36	86.98	2294.46	37.98	445.07	29.2	1.7	2.2	0.627
19	1148.25	1299.62	146.72	2452.26	-41.63	-461.78	25.8	-1.7	3.4	0.672
20	1012.14	1630.61	212.59	2651.28	-170.08	-480.38	21.1	-6.4	4.6	1.042
21	805.48	2075.04	278.03	2893.91	-349.13	-499.44	15.4	-12.1	5.5	1.591

- 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	1693.66	1935.52	48.8	2.0 2.5
Destra	2108.89	1981.73	43.2	9.4 12.2

- Timpano: Verifica sismica a ribaltamento

Verifica Soddisfatta

DATI:

- Dimensioni (cm):  
Spessore del timpano  $s, t = 87$   
Altezza del timpano  $h, t = 99$   
Altezza massicciata gravante sul cuneo di spinta  $h, m = 0$   
Altezza del parapetto  $h, p = 90$
- Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>):  
muratura (timpano, parapetto) = 18.00  
riempimento = 18.00  
massicciata (ballast) = 10.00
- 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  $F_c = 1.20$

RISULTATI:

- Azioni sismiche:  
moltiplicatore sismico orizzontale  $\alpha = 0.106$
- Forze verticali (kN):  
Peso del timpano  $P, t = 15.50$   
Peso del parapetto  $P, p = 6.48$   
Peso del cuneo di spinta  $P, c = 5.64$
- Forze statiche orizzontali (kN):  
Spinta del riempimento  $S, r = 3.61$   
Spinta della massicciata  $S, m = 0.00$
- Verifica a ribaltamento:  
Momento Stabilizzante  $M_{stab}$  (kN-m):  $P, t \cdot s, t / 2 + P, p \cdot s, p / 2 = 8.04$   
Momento Ribaltante  $M_{rib}$  (kN-m):  
- dipendente da  $\alpha$ :  $M_{rib}' = \alpha \cdot P, t \cdot h, t / 2 + \alpha \cdot P, p \cdot (h, t + h, p / 2) + \alpha \cdot P, c \cdot h, t / 2 = 2.10$   
- indipendente da  $\alpha$ :  $M_{rib}'' = S, r \cdot h, t / 3 + S, m \cdot h, t / 2 = 1.19$   
- totale:  $M_{rib}' + M_{rib}'' = 3.29$   
Rapporto  $M_{stab} / M_{rib} = 2.444$   
Molt. collasso:  $(M_{stab} - M_{rib}') / M_{rib}' = 0.345$   
Capacità per SLV:  $PGA, CLV = q \cdot \alpha / F_c = 0.133$   
Domanda per SLV:  $PGA, DLV = ag \cdot S = 0.171$   
Indicatore di rischio sismico dovuto al timpano:  $\zeta, E = (PGA, CLV / PGA, DLV) = 0.775$

- Piedritto Sinistro



Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro:  $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.806 \text{ N/mm}^2$ , dove:

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

$$\gamma_M = 2.00$$

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

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto:  $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.26$  ( $\varphi = 14.4^\circ$ ), dove:

$$f = 0.70$$

$$\gamma_M = 2.00$$

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

$$\gamma_D = 1.10$$

#### 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  $f_{md}$ ]

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	2590.65	-1239.86	1936.6200	74.8	85.0	25.6	1.641	20.0	elastoplast.parz.	1941.6170
2	20.0	2648.87	-1200.24	1666.2100	62.9	85.0	24.4	1.018	66.0	elast.parz.reag.	1979.2670
3	40.0	2707.68	-1159.37	1406.6500	52.0	85.0	23.2	0.696	99.0	elast.parz.reag.	2017.0320
4	60.0	2767.08	-1117.25	1154.2600	41.7	85.0	22.0	0.543	130.0	elast.parz.reag.	2054.9020
5	80.0	2827.07	-1073.88	903.9100	32.0	85.0	20.8	0.453	159.0	elast.parz.reag.	2092.8710
6	100.0	2887.65	-1029.27	666.2600	23.1	85.0	19.6	0.393	170.0	elast.inter.reag.	2130.9300

#### Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
3127.86	-1029.27	666.2600	21.3	0.234	0.411	Fondazione interamente compressa

#### - Piedritto Destro

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro:  $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.806 \text{ N/mm}^2$ , dove:

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

$$\gamma_M = 2.00$$

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

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto:  $f_d = f / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 0.26$  ( $\varphi = 14.4^\circ$ ), dove:

$$f = 0.70$$

$$\gamma_M = 2.00$$

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

$$\gamma_D = 1.10$$

#### 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  $f_{md}$ ]

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	2554.09	-2169.56	1052.9500	41.2	85.0	40.3	0.496	131.0	elast.parz.reag.	1917.8400
2	20.0	2602.13	-2174.65	618.5300	23.8	85.0	39.9	0.359	170.0	elast.inter.reag.	1949.0620
3	40.0	2650.18	-2179.75	183.0900	6.9	85.0	39.4	0.247	170.0	elast.inter.reag.	1980.1110
4	60.0	2698.22	-2184.84	-253.3700	-9.4	85.0	39.0	0.269	170.0	elast.inter.reag.	2010.9750
5	80.0	2746.26	-2189.93	-690.8400	-25.2	85.0	38.6	0.388	170.0	elast.inter.reag.	2041.6600
6	100.0	2794.30	-2195.02	-1129.3400	-40.4	85.0	38.2	0.532	134.0	elast.parz.reag.	2072.1650

#### Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
(kN)	(kN-m)	(cm)	(N/mm²)			
3034.51	-2195.02	-1129.3400	-37.2	0.227	0.539	Fondazione parzialmente compressa

#### ARCO n. 1

- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X:  $\text{molt.} = 0.106$  [molt.coll. dell'arco: 0.558]

#### 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  $\phi$ .

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:  $f_{md} = f_m / \gamma_M / F' C / \gamma_D = 1.806 \text{ N/mm}^2$ , dove:



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

$\gamma_M = 2.00$

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

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto:  $f_d = f / \gamma_M / F^*C / \gamma_D = 0.28$  ( $\varphi = 15.7^\circ$ ), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 2.00$

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

$\gamma_D = 1.00$

**Verifica a Trazione dei rinforzi Soddisfatta**

**- Sforzi nelle Interfacce dei Conci**

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult. (kN-m)	Momento (cm)	Mom.ult. (°)	Dist.:In.-Asse (N/mm²)	Ang.Scor.	Tens.Mur.
1	805.48	2075.04	-278.03	2893.90	-349.13	-499.44	15.4	-12.1	5.5
2	1012.14	1630.61	-212.59	2651.28	-170.08	-480.38	21.1	-6.4	4.6
3	1148.25	1299.62	-146.71	2452.26	-41.63	-461.78	25.8	-1.7	3.4
4	1215.46	1077.36	-86.98	2294.46	37.98	445.07	29.2	1.7	2.2
5	1223.78	949.40	-38.36	2173.52	75.46	431.02	31.0	3.5	1.0
6	1189.02	894.56	-3.77	2083.59	80.98	419.84	31.4	3.9	0.1
7	1130.32	888.07	15.57	2018.45	66.62	411.34	30.8	3.3	0.4
8	1067.40	904.67	20.25	1972.17	44.75	405.13	29.8	2.3	0.6
9	1017.99	921.58	12.79	1939.61	26.51	400.67	28.9	1.4	0.4
10	995.85	921.06	-3.30	1916.91	20.56	397.52	28.6	1.1	0.1
11	1008.82	892.46	-23.10	1901.42	32.00	395.33	29.2	1.7	0.7
12	1057.81	833.59	-41.32	1891.84	61.66	393.93	30.8	3.3	1.3
13	1136.11	751.41	-52.51	1888.26	105.79	393.39	33.1	5.6	1.6
14	1229.59	661.94	-51.26	1892.22	156.10	393.95	35.8	8.3	1.6
15	1317.29	589.37	-33.31	1906.95	200.18	396.09	38.0	10.5	1.0
16	1372.98	564.51	4.84	1937.50	222.33	400.39	39.0	11.5	0.1
17	1366.90	622.51	64.89	1990.47	204.71	407.47	37.8	10.3	1.9
18	1268.15	800.16	146.82	2073.51	128.70	417.87	33.7	6.2	4.1
19	1047.46	1132.73	248.85	2194.34	-23.45	-431.87	26.4	-1.1	6.5
20	679.79	1650.71	367.01	2359.22	-267.00	-449.29	16.0	-11.5	8.9
21	147.26	2376.48	495.43	2571.92	-613.04	-476.39	3.2	-24.3	11.1

**- 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	2108.89	1981.73	43.2	9.4 12.2
Destra	1693.66	1935.52	48.8	2.0 2.5

**- Piedritto Sinistro**

Resistenza a compressione di progetto piedritto sinistro:  $f_{md} = f_m / \gamma_M / F^*C / \gamma_D = 1.806 \text{ N/mm}^2$ , dove:

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

$\gamma_M = 2.00$

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

$\gamma_D = 1.00$

Resistenza ad attrito di progetto:  $f_d = f / \gamma_M / F^*C / \gamma_D = 0.26$  ( $\varphi = 14.4^\circ$ ), dove:

$f = 0.70$

$\gamma_M = 2.00$

$F^*C = \max[1.000, FC \cdot \gamma_C] = 1.242$ , 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 (cm)	Sf.Norm. (kN)	Taglio (kN-m)	Momento (cm)	Ecc. (°)	Ecc.lim (N/mm²)	Ang.Scor.	Tens.Mur. (cm)	Zona reag. (dominio)	Stato	Mu (kN-m)
1	0.0	2554.09	-2169.56	1052.9500	41.2	85.0	40.3	0.496	131.0	elast.parz.reag.	1917.8400
2	20.0	2602.13	-2174.65	618.5300	23.8	85.0	39.9	0.359	170.0	elast.inter.reag.	1949.0620
3	40.0	2650.18	-2179.75	183.0900	6.9	85.0	39.4	0.247	170.0	elast.inter.reag.	1980.1110
4	60.0	2698.22	-2184.84	-253.3700	-9.4	85.0	39.0	0.269	170.0	elast.inter.reag.	2010.9750
5	80.0	2746.26	-2189.93	-690.8400	-25.2	85.0	38.6	0.388	170.0	elast.inter.reag.	2041.6600
6	100.0	2794.30	-2195.02	-1129.3400	-40.4	85.0	38.2	0.532	134.0	elast.parz.reag.	2072.1650

**Verifica in fondazione**

Sf.Norm. (kN)	Taglio (kN-m)	Momento (cm)	Ecc. (N/mm²)	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
3034.51	-2195.02	-1129.3400	-37.2	0.227	0.539	Fondazione parzialmente compressa

**- Piedritto Destro**

Resistenza a compressione di progetto piedritto destro:  $f_{md} = f_m / \gamma_M / F^*C / \gamma_D = 1.806 \text{ N/mm}^2$ , dove:



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

$$\gamma_M = 2.00$$

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

$$\gamma_D = 1.00$$

Resistenza ad attrito di progetto:  $f_d = f / \gamma_M / F^*C / \gamma_D = 0.26$  ( $\varphi = 14.4^\circ$ ), dove:

$$f = 0.70$$

$$\gamma_M = 2.00$$

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

$$\gamma_D = 1.10$$

#### 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  $|T|/N_{\text{compr.}}$  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/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[dominio]	[kN-m]		
1	0.0	2590.65	-1239.86	1936.6200	74.8	85.0	25.6	1.641	20.0	elastoplast.parz.	1941.6170
2	20.0	2648.87	-1200.24	1666.2100	62.9	85.0	24.4	1.018	66.0	elast.parz.reag.	1979.2670
3	40.0	2707.68	-1159.37	1406.6500	52.0	85.0	23.2	0.696	99.0	elast.parz.reag.	2017.0320
4	60.0	2767.08	-1117.25	1154.2600	41.7	85.0	22.0	0.543	130.0	elast.parz.reag.	2054.9020
5	80.0	2827.07	-1073.88	903.9100	32.0	85.0	20.8	0.453	159.0	elast.parz.reag.	2092.8710
6	100.0	2887.65	-1029.27	666.2600	23.1	85.0	19.6	0.393	170.0	elast.inter.reag.	2130.9300

#### Verifica in fondazione

Sf.Norm.	Taglio	Momento	Ecc.	Tens.med.	Tens.max.	Stato di sollecitazione
[kN]	[kN-m]	[cm]	[N/mm <sup>2</sup> ]			
3127.86	-1029.27	666.2600	21.3	0.234	0.411	Fondazione interamente compressa

#### ANALISI STATICA: MOLTIPLICATORI DI COLLASSO

##### Arco:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.772

Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.637

Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.003

Trazione dei rinforzi: >> 1

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.098

Trazione dei rinforzi: >> 1

##### Piedritti:

##### Piedritto Sx:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 3.931

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 2.372

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.753

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 1.728

##### - Piedritto Dx:

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 di 4

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti): >> 1

Compressione della muratura: 3.933

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 2 di 4



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MINISTERO  
DELL'INTERNO



COMUNE  
DI PADOVA

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 4.337

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 3 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 9.068  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 4.400

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 4 di 4  
Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1  
Attrito (Taglio nei giunti): >> 1  
Compressione della muratura: 5.494

**Moltiplicatore di collasso minimo del Sistema Voltato in direzione verticale:**  
(= fra tutte le CCC) **1.003**

#### 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:  $k = 0.006876536$ ,  $\alpha = 0.463322283$   
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): 1.175  
Attrito (Taglio nei giunti): 0.558  
Compressione della muratura: 0.845  
Trazione dei rinforzi: 1.175  
**Combinazione di Carico Sismica -X**  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 1.175  
Attrito (Taglio nei giunti): 0.558  
Compressione della muratura: 0.845  
Trazione dei rinforzi: 1.175

##### Piedritti

**Piedritto Sx:**  
**Combinazione di Carico Sismica +X**  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.158  
Attrito (Taglio nei giunti): 0.427  
Compressione della muratura: 0.106  
**Combinazione di Carico Sismica -X**  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.158  
Attrito (Taglio nei giunti): 0.427  
Compressione della muratura: 0.106  
**Piedritto Dx:**  
**Combinazione di Carico Sismica +X**  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.354  
Attrito (Taglio nei giunti): 1.174  
Compressione della muratura: 0.289  
**Combinazione di Carico Sismica -X**  
Stabilità (Equilibrio della struttura): 0.354  
Attrito (Taglio nei giunti): 1.174  
Compressione della muratura: 0.289

##### Timpano

Ribaltamento fuori piano: 0.345

**Moltiplicatore di collasso del Sistema Voltato in direzione orizzontale:**  
(= minimo fra i versi sismici) **0.106**

#### 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) ( $g$ ) = 0.095  
Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.800  
Primo periodo di vibrazione della struttura T1 (sec) = 0.114  
Spettro elastico  $Se(T1)$  ( $g$ ) = 0.296  
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  $\xi$  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  $\alpha_0 = 0.558$





Peso sismico totale  $P_{tot} = g \cdot \text{Massa totale} = \Sigma P_i$  (kN) = 3917.25  
 Massa sismica totale =  $\Sigma P_i/g$  (k-kgm) = 399.45  
 $g \cdot \text{Massa partecipante} = gM^* = g \cdot (\Sigma(P_i \cdot \delta_i))^2 / \Sigma(P_i \cdot \delta_i^2)$  (kN) = 3917.25  
 Massa partecipante  $M^* = (\Sigma(P_i \cdot \delta_i))^2 / (g \cdot \Sigma(P_i \cdot \delta_i^2))$  (k-kgm) = 399.45  
 Frazione di massa partecipante  $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$   
 Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_{0^*}$  (g) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.449$   
 Domanda in termini di PGA (=a.g-S) per SLV (g) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171  
 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) = 0.322  
 TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2475

**Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$  (verifica soddisfatta se  $\zeta_E \geq 1.000$ ):**  
 - in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.883  
 - in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455  
 - in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 2.279

#### Combinazione di Carico Sismica -X

Moltiplicatore di collasso  $\alpha_0 = 0.558$   
 Peso sismico totale  $P_{tot} = g \cdot \text{Massa totale} = \Sigma P_i$  (kN) = 3917.25  
 Massa sismica totale =  $\Sigma P_i/g$  (k-kgm) = 399.45  
 $g \cdot \text{Massa partecipante} = gM^* = g \cdot (\Sigma(P_i \cdot \delta_i))^2 / \Sigma(P_i \cdot \delta_i^2)$  (kN) = 3917.25  
 Massa partecipante  $M^* = (\Sigma(P_i \cdot \delta_i))^2 / (g \cdot \Sigma(P_i \cdot \delta_i^2))$  (k-kgm) = 399.45  
 Frazione di massa partecipante  $e^* = gM^*/P_{tot} = 1.000$   
 Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_{0^*}$  (g) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.449$   
 Domanda in termini di PGA (=a.g-S) per SLV (g) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171  
 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) = 0.322  
 TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2475

**Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$  (verifica soddisfatta se  $\zeta_E \geq 1.000$ ):**  
 - in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.883  
 - in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455  
 - in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 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) = 0.095  
 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  $\alpha_0 = 0.106$   
 Frazione di massa partecipante  $e^* = 1.000$   
 Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_{0^*}$  (g) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.085$   
 Domanda in termini di PGA per SLV (g) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171  
 Accelerazione spettrale richiesta  $a^*$  (g) = 0.086  
 PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c.  $a_0^*=a^*$ ) (g) = 0.171  
 TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 325

**Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$  (verifica soddisfatta se  $\zeta_E \geq 1.000$ ):**  
 - in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.000  
 - in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 0.978  
 - in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 0.991

#### Combinazione di Carico Sismica -X

Moltiplicatore di collasso  $\alpha_0 = 0.106$   
 Frazione di massa partecipante  $e^* = 1.000$   
 Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_{0^*}$  (g) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.085$   
 Domanda in termini di PGA per SLV (g) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171  
 Accelerazione spettrale richiesta  $a^*$  (g) = 0.086  
 PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c.  $a_0^*=a^*$ ) (g) = 0.171  
 TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 325

**Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$  (verifica soddisfatta se  $\zeta_E \geq 1.000$ ):**  
 - in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.000  
 - in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 0.978  
 - in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 0.991

#### 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) = 0.095  
 Coefficiente S per categoria di sottosuolo e condizioni topografiche = 1.800  
 Fattore di comportamento  $q = 1.50$

Moltiplicatore di collasso  $\alpha_0 = 0.345$   
 Frazione di massa partecipante  $e^* = 1.000$   
 Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $a_{0^*}$  (g) =  $\alpha_0 g / (e^* \cdot FC) = 0.287$   
 Domanda in termini di PGA per SLV (g) [ f(TR) secondo dati su Pericolosità Sismica (reticolo NTC) ] : PGA,DLV = 0.171  
 Accelerazione spettrale richiesta  $a^*$  (g) = 0.114  
 PGA,CLV: Capacità in termini di PGA per SLV (PGA t.c.  $a_0^*=a^*$ ) (g) = 0.322  
 TR,CLV: Capacità in termini di TR per SLV (g) = 2475



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



MINISTERO  
DELL'INTERNO



COMUNE  
DI PADOVA

**Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$  (verifica soddisfatta se  $\zeta_E \geq 1.000$ ):**

- in termini di PGA: (PGA,CLV / PGA,DLV): 1.883
- in termini di TR (i): (TR,CLV / TR,DLV): 7.455
- in termini di TR (ii): (TR,CLV / TR,DLV)<sup>0.41</sup>: 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: 0.171  
Combinazione di Carico Sismica -X: 0.171  
In definitiva: 0.171

#### Capacità in termini di TR: TR,CLV (-g)

Combinazione di Carico Sismica +X: 325  
Combinazione di Carico Sismica -X: 325  
In definitiva: 325

#### 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 = 325 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 = 34.2 anni, VNC = 34.2 anni