

Progettazione sismica dei viadotti ferroviari con particolare riferimento alla possibile adozione di sistemi di isolamento/dissipazione

Railway bridges seismic design and assessment of base isolation hypothesis

Dott. Ingg. Luigi EVANGELISTA(), Francesco SACCHI(**), Balduino DEL PRINCIPE(***)*

SOMMARIO - Nella presente memoria si valutano gli effetti connessi all'adozione di isolatori sismici nei viadotti ferroviari facendo riferimento al viadotto "Cintura" (sito nel tratto di penetrazione urbana della città di Bologna della linea AV/AC Milano - Bologna), rappresentativo delle tipologie strutturali più diffuse nella rete ferroviaria per l'alta velocità e progettato secondo il Decreto Ministeriale del 1996 e l'Istruzione Ferroviaria 44B - in zona sismica di II categoria -. Le valutazioni sono state effettuate applicando le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), conducendo analisi dinamiche lineari e non lineari. Si illustrano i risultati ottenuti perseguendo due ipotesi progettuali: nella prima si sono adottati isolatori elastomerici con nuclei in piombo (Lead Rubber Bearings - LRB -), nella seconda isolatori isteretici metallici (Steel Dampers). I risultati ottenuti mostrano come le NTC determinino condizioni di verifica più severe su alcuni elementi strutturali quali ad esempio le fondazioni e gli appoggi. Lo studio ha evidenziato che la strategia dell'isolamento sismico può avere buone potenzialità di successo anche per i viadotti ferroviari, a condizione di associare ad un effi-

SUMMARY - This document assesses the effects connected with the adoption of seismic base isolators in railway viaducts with reference to the "Cintura" viaduct (located in the outskirts of Bologna High Speed/High Capacity Milan-Bologna line), representative of the most common structural types in the high speed railway system and designed according to the 1996 Ministerial Decree (D.M.) and the 44B Railway Directive in category II seismic zone. The assessments were made by applying the new Technical Norms for Constructions (NTC) and by conducting linear and non linear dynamic analyses. Results obtained are illustrated by following two design hypotheses: the first hypothesis adopts the use of elastomeric isolators with a lead core (lead rubber bearings - LRB), whilst the second hypothesis adopts isteretic metallic isolators (Steel Dampers). Results obtained show how the NTCs lead to more severe control conditions on some structural elements such as foundations and supports. The study highlights how a strategy focusing on seismic base isolation may have a high potential for success also in railway viaducts, providing an efficient seismic performance is al-

(*) Italferr - Direzione Tecnica, Responsabile U.O. Ingegneria delle Infrastrutture.

(**) Italferr - Direzione Tecnica, U.O. Strutture, Capo Settore Progetto Ponti e Strutture in c.a..

(***) Università di Napoli Federico II - Dipartimento di Ingegneria Strutturale.

(*) Italferr - Direzione Tecnica, Responsabile U.O. Ingegneria delle Infrastrutture.

(**) Italferr - Direzione Tecnica, U.O. Strutture, Capo Settore Progetto Ponti e Strutture in c.a..

(***) Università di Napoli Federico II - Dipartimento di Ingegneria Strutturale.

ciente comportamento sismico la garanzia di un adeguato comportamento in condizioni non sismiche per le azioni associate all'esercizio ferroviario.

1. Introduzione

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC - D.M. Min. Infrastrutture, 14-1-2008) incrementano in modo rilevante l'entità dell'azione sismica; ciò ha reso necessario valutare l'applicazione di sistemi di protezione sismica come gli isolatori, anche in ambiti dove non sono mai stati applicati.

Il sistema di isolamento, che fa degli spostamenti il suo punto di forza con elongazione del periodo ed abbattimento della forza sismica, può avere sempre in tale caratteristica il suo tallone d'Achille per i ponti e i viadotti ferroviari; infatti la presenza della rotaia, elemento continuo saldato, impone spostamenti assoluti e relativi tra gli impalcati molto piccoli, al fine di permettere in sicurezza l'esercizio della linea. E' questa la fondamentale differenza rispetto ai viadotti stradali che fino ad oggi non ha favorito l'utilizzo di questi sistemi di protezione sismica in campo ferroviario. Inoltre, durante la fase di normale esercizio (condizioni ordinarie), i sistemi di vincolo devono permettere spostamenti degli impalcati al di sotto di predeterminati limiti stabiliti dalle norme ferroviarie sia per quanto riguarda la sicurezza di marcia dei convogli e l'usura dell'armamento che per quanto attiene il comfort dei passeggeri.

Oggetto del presente articolo è la stima dei benefici e degli aspetti critici connessi all'utilizzo di questi sistemi di isolamento, eseguendo l'analisi strutturale del viadotto Cintura della linea A.V. Milano-Bologna. Dapprima, con riferimento alla nuova norma D.M. 14.1.2008 è stata compiuta una valutazione dell'adeguatezza dello "stato di fatto" derivante da una progettazione con la normativa D.M. 1996 e Istruzione Ferroviaria 44 B; successivamente, sono state verificate le prestazioni strutturali con implementazione di due diverse tipologie di isolatori.

L'obiettivo dell'adozione dell'isolamento è garantire che la pila e gli impalcati, in condizione sismica allo S.L.U. - Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)-, non subiscano escursioni in campo plastico accettando eventuali danni ad elementi concentrati facilmente sostituibili. Ulteriore intento è stato quello di pervenire ad una diminuzione delle sollecitazioni attinenti i pali di fondazione, in termini di valori massimi e minimi, in modo da comportare un indubbio beneficio economico legato al progetto di tali elementi strutturali.

2. Descrizione dell'opera

Il viadotto Cintura, sito nel tratto di penetrazione della città di Bologna della linea A.V. Milano-Bologna di recente attivazione, si sviluppa per una lunghezza di 1365 m tra le progr. 15+509 e 16+874 della nuova linea.

so associated with a guarantee of a suitable performance under non seismic conditions for the effects associated with railway activity.

1. Introduction

The new Italian Code "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC - Ministerial Decree Ministry of Infrastructure, 14-1-08) significantly increase the attention on seismic protection; this has consequently lead to the evaluation of use of seismic protection systems such as base isolators in areas where they have never previously been employed.

The isolation system, which relies on displacement as its major strong point with elongation of the period and reduction of the seismic force, may always have in such a characteristic its Achilles heel in relation to railway bridges and viaducts; in fact, the presence of the railway track, a continuous soldered element, imposes absolute and relative displacements between very small decks in order to allow safe use of the line. This is the major difference with road viaducts which has, until now, limited the use of these seismic protection systems in railways. In addition, during the phase of normal use (ordinary conditions), the constraint systems must allow for deck displacement below predetermined limits set by railway codes, both in relation to rolling stock running safety and permanent way's wear, as well as in relation to passenger comfort.

The object of this article is to estimate the benefits and critical aspects related to utilisation of such isolation systems by conducting a structural analysis of the Milan-Bologna High Speed "Cintura" viaduct. Firstly, with reference to the new code of the D.M. 14.01.2008, a re-assessment was conducted based on the design criteria set by the D.M. 1996 and the Railway Directive N°44B, subsequently the structural performance using two different types of isolation was assessed.

The aim of adopting isolation systems is to ensure that the pier and decks, in S.L.U. seismic conditions - limit state of life safety (S.L.V.) - do not undergo excursions in the plastic range accepting possible damage in concentrated elements which can be easily replaced. An additional aim was to achieve a reduction in stress around foundation piles, in terms of minimum and maximum values, in order to provide an unquestionable benefit in economic terms during design of such structural elements.

2. Bridge description

The "Cintura" viaduct located in the outskirts of Bologna of the Milan-Bologna High Speed line, develops over a length of 1365 m between the kilometric point 15+509 and the kilometric point 16+874 of the new line.

La struttura dell'impalcato (fig. 1) è costituita da quattro cassoncini a V, pre-compressi a trefoli aderenti, tra loro accostati e semplicemente appoggiati agli estremi. Le travi sono rese solidali tramite la precompressione dei quattro trasversi, disposti due in testata e due ad un terzo della luce, e dal successivo getto in opera della soletta. La luce di calcolo è pari a 22.80 m e la larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 13.70 m (comprese le velette laterali per il getto dei cordoli di estremità). Le travi hanno un'altezza pari a 2.10 m, con uno spessore dell'anima pari a 16 cm nella sezione corrente e 35 cm nella sezione di testata. La soletta, gettata su idonee predalles collaboranti, ha uno spessore minimo di 25 cm con una pendenza trasversale dell'1.5%. Gli appoggi sono di acciaio teflon a calotta sferica, disposti sotto ciascun cassoncino; lo schema adottato vede 2 fissi (sui cassoncini interni) e 2 multidirezionali sulla pila/spalla di appoggio fisso, un unidirezionale longitudinale (su un cassoncino interno) e 3 multi direzionali sulla pila/spalla di appoggio mobile.

Le pile cave (fig. 2), con fusto dello spessore di 30 cm, sono fondate su tre tipologie di plinti, in funzione dei terreni interessati.

Nel tratto di interesse, dalla pila 3 alla pila 28, i plinti hanno le dimensioni in pianta pari a 11.4 x 11.4 m e spes-

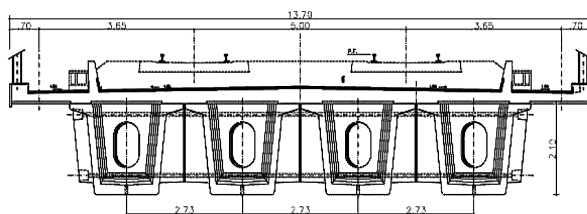


Fig. 1 - Sezione trasversale impalcato. Deck cross-section.

The deck's structure (figure 1) is made of four closely aligned V shape boxes, pre-tensioned and simply placed on the edges. The beams are made integral by means of pre-tensioned of the four transverses, two positioned on the head and two at a third of the span, and from the next slab casting.

The span calculation is equal to 22.80 m and the structure width is equal to 13.70 m (including the side gables for casting the end ledges). The beams are 2.10 m high with an inner core thickness equal to 16 cm in the current section and 35 cm in the head section. The slab, casted over suitable collaborating predalles, has a minimum thickness equal to 25 cm with a transverse gradient of 1.5%. The supports are in spherical cap Teflon steel, positioned below each box; the diagram adopted shows 2 fixed supports (over the internal boxes) and 2 multidirectional supports on the fixed bearing pier/abutment, a unidirectional longitudinal support (on an inner box) and 3 multidirectional supports on the mobile bearing pier/abutment.

The hollow piers (figure 2), with a 30cm thick trunk, are founded on three types of footings, depending on the type of ground concerned. On the section of interest, between pier 3 and pier 28, the footings have dimensions equal to 11.4 m x 11.4 m and variable thickness ranging from 1.8 m to 2.6 m and rest on 9 piles \varnothing 1500 mm (figure 3).

For the present study, the tallest pier - n° 19 - was taken into consideration with related structures with the aim of maximising the effects both in terms of stress and displacement.

3. Seismic classification of the Italian territory and definition of seismic protection actions according to the Technical Norms for Constructions

The new Italian Code "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC-08 D.M. Ministry of Infrastructure, 14-1-2008) are based on recent work of the National Institute of Geophysics and Vulcanology (INGV) in relation to the assessment of seismic danger of the Italian territory. This is reflected in the definition of seismic action in the form of elastic spectra in acceleration and depending on the site and generally closer in form to uniformly dangerous spectra. The greater rationality compared to the older classification (OPCM) also ensures a simpler selection of the seismic action

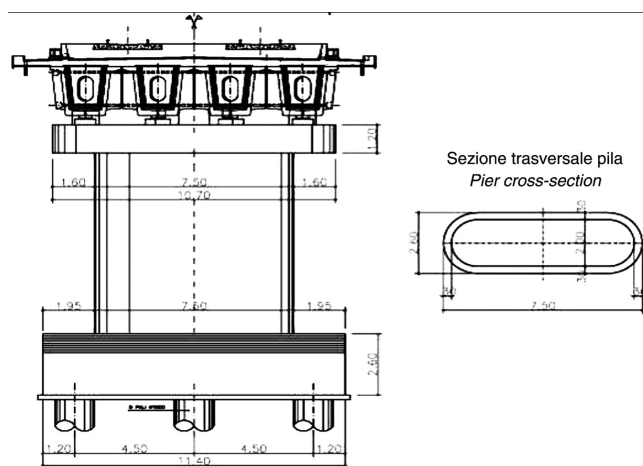


Fig. 2 - Prospetto e sezione trasversale della pila. Pier perspective and cross-section.

sore variabile da 1.80 a 2.60 m, e poggiano su 9 pali \varnothing 1500 mm (fig. 3).

Per lo studio in esame è stata presa in considerazione la pila più alta - n. 19 - con i relativi impalcati; ciò al fine di ottenere una massimizzazione degli effetti sia in termini di sollecitazioni che di spostamenti.

3. Classificazione sismica del territorio italiano e definizione dell'azione sismica ad opera delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-08 D.M. Min. Infrastrutture, 14-1-2008) si basano sul recente lavoro dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) per ciò che riguarda la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano. Ciò si riflette nella definizione dell'azione sismica in forma di spettri elastici in accelerazione dipendenti dal sito e generalmente molto più prossimi agli spettri a pericolosità uniforme. La maggiore razionalità rispetto alla vecchia classificazione (OPCM) garantisce anche una più semplice selezione dell'azione sismica per l'analisi dinamica, lineare e non lineare.

Le NTC-08, ai fini della definizione delle azioni sulle strutture, superano il concetto della classificazione sismica del territorio in zone. Infatti il Progetto denominato S1 nell'ambito della Convenzione 2004-2006 tra l'INGV stesso e il Dipartimento della Protezione Civile ha prodotto, per ogni punto del territorio nazionale, rappresentato da una griglia regolare di nodi con passo di circa 5 km nelle due direzioni orizzontali (ca. 10000 nodi costituiscono il reticolo di riferimento), l'analisi probabilistica di pericolosità sismica. Per ciascun punto del reticolo sono disponibili i valori delle ordinate spettrali in accelerazione su suolo di tipo roccia corrispondenti a nove periodi di ritorno. Inoltre, per la PGA (Peak Ground Acceleration) su roccia sono anche forniti i valori di disaggregazione della pericolosità sismica in termini di magnitudo, distanza ed epsilon, distanza epicentrale. Essi rappresentano i valori medi dei parametri del terremoto che maggiormente contribuiscono a determinare il valore di PGA che ha una certa probabilità di essere superato nel sito in esame; la disponibilità d'informazioni dettagliate consente di adottare, ai fini della progettazione e verifica delle costruzioni, valori dell'azione sismica che meglio rappresentano la pericolosità sismica del sito, in funzione della vita nominale della costruzione e della destinazione d'uso. Ciò si riflette anche nella selezione degli accelerogrammi per l'analisi dinamica delle strutture.

Al punto 3.2 le NTC-08 stabiliscono il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si derivano in relazione alla pericolosità del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo tipo A (in pratica si fa coincidere il valore di ancoraggio dello spettro, a_g , con la PGA su roccia), e del corrispondente spettro

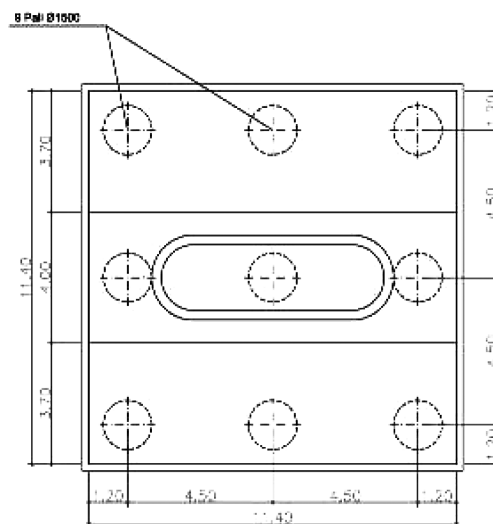


Fig. 3 – Pianta delle fondazioni. *Foundation plan.*

for linear and non linear dynamic analysis. The NTC-08, in relation to the aim of defining actions on structures, overcome the concept of classifying the territory in seismic zones. In fact, the Project named S1 in the context of the 2004-2006 Convention between the INGV and the Department of Civil Protection, developed the probabilistic analysis of seismic danger for each point of the national territory, represented by a regular grid of nodes, with a pitch of 5kms in its horizontal directions (the grid is made of approx. 10000 nodes). Values of ordinary spectra in acceleration on rocky type grounds corresponding to nine return periods are available for each point of the grid. In addition, disaggregation values of seismic danger in terms of magnitude, distance and epsilon, epicentre distance, are also supplied for Peak Ground Acceleration (PGA) on rock. These represent average parameter values of the earthquake which mostly contribute to determine the PGA value which has a certain probability of being exceeded on the site in question; the availability of detailed information allows adoption of seismic action values, in terms of design and control of constructions, which are more representative of the site's seismic danger as a function of the nominal life of the construction and type of usage. This is also reflected in the selection of accelerograms for the dynamic analysis of structures.

In paragraph 3.2 the NTC-08 set the principle by which seismic actions on constructions can be estimated in relation to the danger of the site, defined in terms of maximum horizontal acceleration expected on ground type A (i.e. the spectrum's anchor value, a_g , is made to coincide with the PGA on rock) and corresponding elastic response spectrum. Maximum expected acceleration is defined as

di risposta elastico. Per accelerazione massima attesa s'intende il picco del segnale che ha una certa probabilità, P_{VR} , di essere superato in un periodo di riferimento V_R (ad esempio molte normative considerano la probabilità di superamento del 10% in 50 anni - vita di riferimento per l'opera). V_R è il prodotto dalla vita nominale della costruzione V_N e del coefficiente d'uso C_U . La vita nominale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Il coefficiente d'uso dipende dalla rilevanza dell'opera per la gestione dell'emergenza e dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite; riguarda, quindi, "l'importanza" della struttura (tabella 1).

TABELLA 1 - TABLE 1
VALORI DEI PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE
DEL PERIODO DI RITORNO
PARAMETER VALUES FOR THE DEFINITION OF RETURN
PERIODS

P_{V_R} (Stato Limite) <i>Limit state</i>	C_U	V_R [anni]
81% Operatività (SLO) <i>Operability</i>	0.7 (I. Strutture secondarie) <i>Minor structures</i>	≤ 10 (Opere provvisorie) <i>Provisional works</i>
63% Danno (SLD) <i>Damage</i>	1.0 (II. Strutture ordinarie) <i>Ordinary structures</i>	≥ 50 (Opere ordinarie) <i>Ordinary works</i>
10% Salvaguardia della vita (SLV) <i>Life safety</i>	1.5 (III. Strutture importanti) <i>Main structures</i>	≥ 100 (Grandi opere) <i>Great works</i>
5% Prevenzione del Collasso (SLC) <i>Collapse prevention</i>	2.0 (IV. Strutture strategiche) <i>Strategic structures</i>	

Si noti che la coppia $P - V_R$, che identifica l'accelerazione massima di riferimento per le azioni, si può sintetizzare in un unico ente, il cosiddetto periodo di ritorno, T_R . Esso ha un preciso significato probabilistico e deriva dalla modellazione dell'occorrenza delle intensità dei terremoti come processi stocastici poissoniani con selezione casuale. Per ciascun sito, quindi, il periodo di ritorno identifica univocamente il valore dell'accelerazione massima attesa. Per definire lo spettro elastico (punto 3.2.3.2 delle NTC) in accelerazione, oltre ad a_g , sono necessari altri due parametri: F_0 , cioè il valore del rapporto tra il massimo dello spettro e a_g per quel sito (amplificazione spettrale), e T_C^* , che rappresenta il periodo finale del ramo piatto dello spettro. Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per i più significativi periodi di ritorno, l'Allegato B alle NTC fornisce i valori di a_g , F_0 e T_C^* , che sono direttamente derivati dal menzionato studio di pericolosità dell'INGV. Lo spettro poi tiene conto di eventuali modifiche dovute a condizioni locali del sottosuolo nonché alla morfologia della superficie attraverso alcuni coefficienti.

In merito al viadotto Cintura, è interessante evidenziare la differenza dell'entità dell'azione sismica determinata secondo il D.M. LL.PP. del 16/01/96, utilizzato per la sua progettazione, rispetto a quella derivante da calcolo secondo le NTC.

the peak in signal having a certain probability, P_{V_R} , of being exceeded in a reference period V_R (for example many norms consider a 10% probability of exceeding over 50 years - the construction's reference life). V_R is the result of the nominal life of the construction V_N times the usage coefficient C_U . The nominal life corresponds to the number of years during which the structure may be used for the purpose it was designed for, subject undergoing ordinary maintenance. The usage coefficient depends on the structure's relevance in relation to emergency management and on the level of seriousness of the losses due to reaching a determined limit state; it therefore relates to the structure's "importance" (table 1).

It should be noted that the $P - V_R$ pair identifying the maximum reference acceleration for the actions, can be synthesised into a single entity, the so called return period, T_R . It has a precise probabilistic meaning and derives from the modelling of the occurrence of the intensity of earthquakes as poissonian stochastic processes with random selection. For each site therefore, the return period univocally identifies the maximum expected acceleration value. In order to define the elastic spectrum under acceleration (paragraph 3.2.3.2 of the NTC), two additional parameters are necessary as well as a_g : F_0 , the value of the ratio between the maximum spectrum and a_g for that site (spectrum amplification), and T_C^* , representing the final period of the flat leg of the spectrum. For each node of the reference grid and for the most significant return periods, Annex B of the NTC provides the values of a_g , F_0 and T_C^* , which are directly derived from the above mentioned INGV's danger analysis. The spectrum additionally takes into account any adjustments due to local ground conditions as well as the surface's morphology by use of certain coefficients.

In relation to the Cintura viaduct, it is interesting to note the difference in the entity of seismic action as determined by the D.M. LL.PP. dated 16/01/96, utilised for its design, compared to that estimated from calculations according to the NTCs.

According to classification ruling up to 2003, the city of Bologna belonged to a non seismic classified zone; the railway norms concerning seismic design of bridges however classified this city as third category (S=6). In the structural design project, following an in depth study of the zone's seismic characteristics, as a precaution a second seismic category was assigned (S=9). Through these parameters it was consequently possible to define the elastic spectrum under acceleration of the horizontal and vertical components.

On the other hand, as regards the NTC, once the site where the construction is planned to be built has been identified in terms of latitude and longitude, the fundamental parameters characterising the seismic action were defined:

Reference period for the seismic action

With reference to table 2.4.1 of the NTC, it was decid-

Secondo la classificazione vigente fino al 2003, la città di Bologna apparteneva alla zona classificata come non sismica; le norme ferroviarie inerenti la progettazione sismica dei ponti, tuttavia, classificavano questa città come terza categoria ($S=6$). Nel progetto strutturale, a seguito di un approfondito studio sulla sismicità della zona, è stata cautelativamente assunta una seconda categoria sismica ($S=9$). A mezzo di questi parametri è stato possibile definire quindi lo spettro elastico in accelerazioni delle componenti orizzontale e verticale.

Per quanto riguarda invece le NTC, una volta individuato in termini di latitudine e longitudine il sito dove sorge l'opera, sono stati definiti i parametri fondamentali caratterizzanti l'azione sismica.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Facendo riferimento alla tab. 2.4.I delle NTC è stata scelta di assimilare l'opera in esame al secondo gruppo avente una vita nominale pari a 50 anni.

La classe d'uso, definita al punto 2.4.2 delle NTC, è stata scelta pari a 4 poiché l'opera risulta strategica da un punto di vista di gestione della protezione civile in caso di calamità.

Ne discende che, secondo la formula 2.4.1 delle NTC, il periodo di riferimento della struttura è pari a 100 anni.

Una volta definiti questi parametri è possibile individuare il periodo di ritorno da considerare per ciascuno stato limite definito dalle NTC e quindi, a mezzo di interpolazione lineare con i dati di input in tab. 3.8, i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

Categoria di sottosuolo

Le NTC prescrivono che in caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, come il caso in esame, con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere riferendo il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate per le due tipologie di terreno.

In base ai parametri riportati in relazione geotecnica, è stata scelta la tipologia di terreno C.

Condizioni topografiche

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si sono utilizzati i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tab. 3.2.VI delle NTC, in funzione delle categorie topografiche definite e dell'ubicazione dell'opera.

Per il viadotto in esame è stato adottato T_1 essendo la superficie pianeggiante.

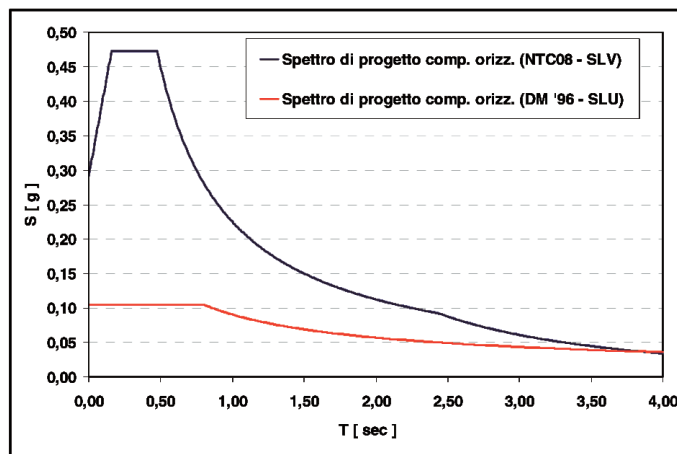


Fig. 4 – Spettri di progetto in accelerazione orizzontale: confronto tra NTC08 (SLV) e DM '96. Design Spectra under horizontal acceleration: comparison between NTC08 (SLV) and DM'96.

ed to equate the structure under examination to the second group having a nominal life span of 50 years.

The usage class, defined in paragraph 2.4.2 of the NTC, was set equal to 4 since the structure is strategic from a civil protection management point of view in case of disaster.

Consequently, according to the NTC formula stated in paragraph 2.4.1, the structure's reference period is equal to 100 years.

Once these parameters have been defined, it is possible to identify the return period to be considered for each limit state defined by the NTC_s and therefore, the values of a_g , F_0 and T_c^* , by means of linear interpolation with the input data in table 3.8.

Ground Categories

The NTCs prescribe that, in cases where the ground is made of thick and thin grain layers, such as the case under question, with comparable thickness within the first 30m depth and falling under categories A and E, when means of measuring direct shear wave speeds are not available, it is possible to proceed by referring the sub-surface to the worst category amongst those identified for the two types of ground.

Based on the parameters mentioned in the geo-technical report, the ground type selected was type C.

Topographic Conditions

In order to take topographic conditions into account and in absence of specific analyses of local seismic response, the value of the topographic coefficient S_T shown in table 3.2 VI of the NTC was used, as a function of the

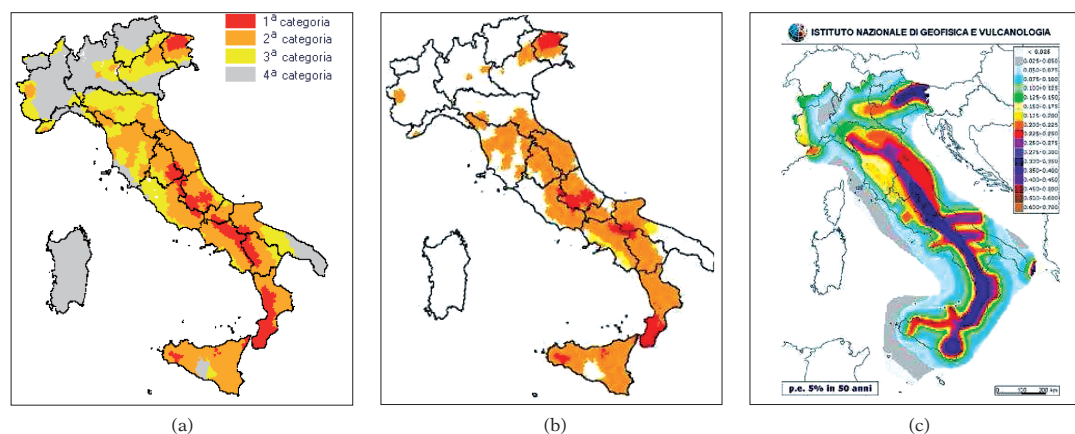


Fig. 5 – (a) Zonizzazione sismica ante 2003; (b) Zonizzazione sismica post introduzione Ordinanza PCM del 2003; (c) Mappa di pericolosità sismica NTC. (a) Seismic zone mapping prior to 2003; (b) Seismic zone mapping post introduction of Ordinance PCM in 2003; (c) NTC seismic danger map.

Coefficiente di smorzamento

Sia per quanto concerne l'azione orizzontale che quella verticale il coefficiente di smorzamento convenzionale ξ è stato posto pari al 5%, per cui risulta η pari ad 1.

È possibile dunque costruire gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontale e verticale definiti per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), secondo le espressioni riportate al punto 3.2.3.2.1 delle NTC.

Dall'analisi di fig. 4, dove sono riportati gli spettri orizzontali di progetto derivati secondo le due norme menzionate (per le NTC08 è stato assunto un fattore di struttura $q=1.5$), si può evincere come la forma spettrale sia totalmente cambiata; si ha inoltre un incremento sostanziale dell'accelerazione, pari circa al 200% rispetto al valore D.M. '96 per il primo periodo di vibrazione della struttura in esame ($T=0.74$ s).

Per un più completo inquadramento del tema si riportano delle mappe che illustrano l'evoluzione storica della zonizzazione sismica in Italia tra (fig. 5):

- la zonizzazione sismica ante 2003;
- la zonizzazione sismica introdotta dall'Ordinanza PCM del 2003;
- la mappa di pericolosità sismica redatta dall'INGV.

4. Sistemi di protezione sismica: gli isolatori sismici

Le strutture convenzionali progettate secondo le moderne norme sismiche realizzano l'obiettivo di superare terremoti violenti incrementando la capacità di resistenza e di duttilità, per far fronte alle forti accelerazioni deter-

topographic categories defined and of the location of the construction.

T_1 was adopted for the viaduct in question due to the surface's flat characteristics.

Damping Coefficients

The conventional damping coefficient ξ was set equal to 5% with regards to both horizontal and vertical action and, as a result, η is equal to 1.

It is therefore possible to build the elastic response spectra under acceleration of the horizontal and vertical components defined for the limit state of life safety (S.L.V.), according to the expressions shown in paragraph 3.2.3.2.1 of the NTCs.

From the analysis of figure 4, where the horizontal project design spectra are shown, derived according to the two norms mentioned (a structure factor of $q=1.5$ was adopted for the NTC08), it is possible to observe how the spectral shape has totally changed; in addition a significant increase in acceleration equal to approximately 200% compared to the corresponding value stated in D.M. '96 for the first vibration period of the structure under examination ($T=0.74$ s) is observed.

For a more thorough understanding of the topic the below maps have been included showing the historical evolution of seismic zone classification in Italy between (figure 5):

- pre 2003 seismic zone classification;
- the seismic zone classification introduced by the 2003 PCM Ordinance;
- the seismic danger map developed by the INGV.

minate dal moto del suolo di fondazione. L'isolamento sismico ribalta completamente l'approccio e, anziché tentare di contrastare le conseguenze del terremoto aumentando le suddette capacità della struttura, riduce l'entità del problema all'origine, limitando drasticamente le accelerazioni, e quindi le forze sismiche, che la struttura è costretta a subire. Tale risultato è ottenuto grazie ad una sostanziale "sconnessione" orizzontale delle principali masse strutturali in elevazione dalla fondazione, in modo da limitare drasticamente la trasmissione dei movimenti orizzontali del terreno alla struttura. In questo modo si ottengono progetti economicamente accettabili, se non convenienti, anche nell'ipotesi che la struttura isolata non subisca danni per terremoti violenti, quegli stessi terremoti per i quali la normativa accetta, invece, un grave danneggiamento quasi al limite del collasso nelle strutture convenzionali.

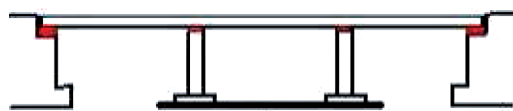


Fig. 6 - Introduzione dei sistemi di isolamento nei ponti.
Introduction of isolation systems in bridges.

L'isolamento sismico consiste essenzialmente nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura stessa situata generalmente fra pila ed impalcato nel caso dei ponti (fig. 6); ne deriva che la struttura risulta divisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura. La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita attraverso l'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di apparecchi di appoggio dotati di sistemi di sconnessione, e quindi, caratterizzati da un'elevata deformabilità e/o da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale e, ovviamente, da una notevole rigidità in direzione verticale.

La sottostruttura, generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivanti dall'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori. Gli spettri di risposta in termini di accelerazione della maggior parte dei terremoti, infatti, presentano una forte amplificazione nell'intervallo 0.2-0.8 s, dove cade il periodo di vibrazione di molte delle usuali strutture fisse alla base. Assumendo, per semplicità, che i dispositivi d'isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico o ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo proprio del sistema strutturale (sottostruttura-isolamento-sovrastuttura) in una zona dello spettro a più bassa accelerazione. Di conseguenza, le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano drasticamente minori rispetto a

4. Seismic protection systems: seismic isolators

Conventional structures designed according to modern seismic norms, achieve the aim of surviving violent earthquakes increasing the resistance and ductility capacity in order to sustain the strong accelerations determined by the foundation ground's displacement. Seismic isolation however completely overturns the approach and, instead of attempting to resist the earthquake's consequences by increasing the structure's above mentioned capacity, it reduces the entity of the problem at the origin by drastically limiting accelerations, and hence the seismic force which the structure must sustain. This result is obtained thanks to a substantial horizontal "disconnection" of the main structural masses rising up from the foundation, in order to drastically limit the transmission of the ground's horizontal displacements to the structure. In this way, it is possible to obtain economically acceptable, if not cheaper projects, even in the case that the structure does not suffer any damage due to violent earthquakes, the same earthquakes for which the norm, on the other hand, accepts serious damage almost on the limit of collapse for conventional structures.

Seismic isolation systems essentially consist in disconnecting the ground's displacement from the structure's displacement by introducing a disconnection along the height of the structure itself generally located between the pier and the deck in case of bridges (figure 6); as a consequence the structure will be divided into two parts: the substructure, rigidly connected to the ground, and the superstructure. The structural continuity, and with it the transmission of vertical loads to the ground, is guaranteed by introducing supporting equipment with disconnection systems between superstructure and substructure, therefore characterised by a high degree of deformation and/or by a low resistance to movement in a horizontal direction and, obviously, by a high degree of stiffness in vertical direction.

The substructure, generally very rigid, undergoes approximately the same acceleration as the ground, whilst the superstructure enjoys the benefits stemming from the increase in deformation as a consequence of the introduction of isolators. In fact, the response spectra in terms of the acceleration of most earthquakes, are characterised by strong amplification in the interval 0.2-0.8 s, where the period of vibration of most of the usual fixed base structures falls. Assuming, for simplicity's sake, that the isolation systems exhibit an elastic or similar behaviour, the increase in deformation following the introduction of isolators brings the structure system's period to fall in a lower acceleration zone of the spectrum. As a consequence, accelerations produced by the earthquake on the isolated structure are drastically lower than those produced in fixed base configurations, lower to the extent that structures may be designed to resist violent earthquakes without risking any damage to structural parts (figure 7a). Naturally, the increase in the period also leads to an in-

quelle prodotte nella configurazione a base fissa; ridotte a tal punto che la struttura può essere agevolmente progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali (fig. 7a). Naturalmente l'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti associati al sisma (fig. 7b), che però si concentrano nel sistema d'isolamento, dove viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal terremoto.

Per evitare eccessivi spostamenti, il sistema d'isolamento nel suo insieme può essere dotato di un'elevata capacità dissipativa, corrispondente a rapporti di smorzamento dell'ordine del 10-30%.

Nell'ambito del lavoro svolto è stato deciso di simulare la presenza di due tipologie di isolatori: i Lead Rubber Bearings e gli Steel dampers. Tali elementi sono stati implementati sostituendo gli appoggi fissi ed unidirezionali presenti nella disposizione di progetto degli appoggi.

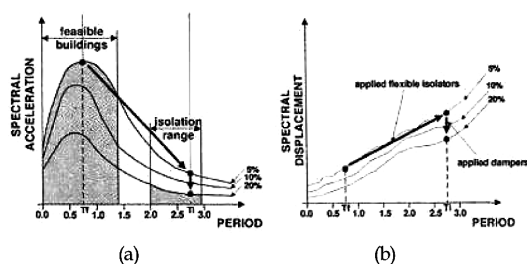


Fig. 7 - Effetti dell'isolamento sismico su forze (a) e spostamenti (b) indotti da un sisma con periodo dominante di 0.5 s *Effects of seismic isolation on forces (a) and displacements (b) induced by an earthquake with a dominant period of 0.5 s.*

4.1. Isolatori Lead Rubber Bearings (LRB)

Gli isolatori elastomerici con nucleo in piombo, noti anche con il nome inglese di Lead Rubber Bearings (LRB), si differenziano dagli isolatori elastomerici per la presenza di un nucleo centrale in piombo (fig. 8), a cui è affidata la funzione di dissipare energia mediante la sua stessa plasticizzazione, e per la miscela elastomerica utilizzata, che solitamente è a basso smorzamento.

Tali isolatori sono caratterizzati da un legame costitutivo forza-spostamento bilineare, che garantisce una dissipazione di energia superiore a quella degli isolatori elastomerici, e da uno smorzamento viscoso equivalente che può raggiungere il 30%.

Possono essere utilizzati per realizzare sistemi di isolamento sismico di qualsiasi tipologia di struttura, sia da soli che accoppiati ad altri isolatori o dissipatori. La media capacità dissipativa li rende particolarmente adatti all'isolamento sia di ponti stradali di medie dimensioni che di edifici.



Fig. 8 - Isolatore Lead Rubber Bearing (LRB) - In particolare in blu si evidenzia il nucleo in piombo centrale. *Lead Rubber Bearing (LRB) isolator - in particular the blue area shows the central lead core.*

crease in displacements associated with the earthquake (figure 7b) which however are concentrated within the isolation system where most of the energy produced by the earthquake is absorbed and dissipated.

In order to avoid excessive displacements, the isolation system as a whole may be characterised by a high dissipation factor corresponding to damping coefficients in the order of 10-30%.

In the context of the study conducted a decision was taken to simulate the presence of two types of isolators: Lead Rubber Bearings and Steel dampers. These elements were implemented by replacing the fixed and unidirectional supports present in the design configuration of the supports.

4.1. Lead Rubber Bearings (LRB) isolators

Elastomeric isolators with lead cores, known as Lead Rubber Bearings according to English terminology, differentiate themselves from elastomeric isolators for the presence of a central lead core (figure 8), which has the function of dissipating energy by means of its own softening and for the elastomeric compound utilised, which is usually characterised by low damping levels.

These isolators are characterised by a bilinear constitutive force-displacement bond which ensures a higher dissipation than those of elastomeric isolators and by an equivalent viscous damping which can reach 30%.

They may be utilised to design seismic isolation systems for any type of structure, both on their own or coupled with other isolators or dissipators. The average dissipation capacity makes them particularly suitable for isolating medium size road bridges as well as buildings.

Tuttavia questi sistemi risultano incompatibili con la tipologia dell'opera in esame. La loro elevata capacità di spostamento li cataloga come completamente inadatti all'utilizzo in campo ferroviario, non permettendo il rispetto dei limiti imposti dalle normative ferroviarie in ambito di esercizio della linea. Essi dunque non possono essere utilizzati se non uniti ad altra tipologia di sistemi di protezione sismica che permetta in fase di esercizio di rispettare i suddetti limiti, ed in fase sismica l'entrata in azione degli isolatori. Questa tipologia di sistemi addizionali potrebbe, ad esempio, essere rappresentata da opportuni dissipatori di energia.

Infine, gli LRB possiedono anche il limite di non permettere ampie rotazioni, necessarie invece nel campo dei ponti e viadotti.

4.2. Isolatori Steel dampers

Gli isolatori con elementi dissipativi in acciaio sono costituiti dalla combinazione di un apparecchio d'appoggio scorrevole e di elementi dissipativi in acciaio di molteplici forme, solitamente disposti attorno all'appoggio stesso. In un unico dispositivo sono quindi concentrate diverse funzioni: trasferire il carico verticale, consentire le rotazioni e gli spostamenti orizzontali in una o più direzioni, dissipare energia. La curva forza-spostamento è schematizzabile come bilineare, come per i soli dissipatori isteretici. L'attrito del dispositivo di appoggio infatti non influisce sostanzialmente sul comportamento globale.

I dispositivi (fig. 9) comprendono le seguenti componenti:

- appoggio a disco elastomerico confinato;
- spine a rottura (fusibili);
- elementi dissipativi in acciaio isteretico (fusi).

In condizioni di servizio l'appoggio reagisce rigidamente alle azioni orizzontali per effetto della presenza di speciali elementi di connessione interna che trasmettono il carico orizzontale impedendo lo scorrimento (fig. 10) e permettendo così di rispettare i limiti imposti dalle nor-

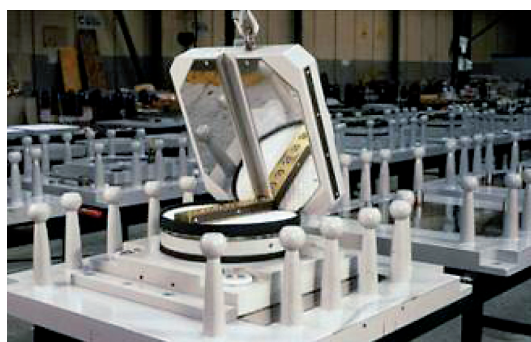


Fig. 9 – Isolatore steel dampers. *Steel Damper isolator.*

However, these systems are incompatible with the type of construction under examination. Their high displacement characteristic classifies them as totally unsuitable for use in railways, not conforming to the limits imposed by the railway norms in terms of line operation. They therefore may not be used if not in conjunction with other types of seismic protection systems allowing, under operational conditions, respect of such limits and, under seismic conditions, isolators to enter into action. This type of additional system could, for example, be represented by suitable energy dissipators.

Finally, LRB's are also limited by not allowing wide enough rotations which are however necessary in the field of bridges and viaducts.

4.2. Steel Damper isolators

Isolators with steel dissipation elements are made of a combination of sliding supporting equipment and steel dissipator elements in a variety of forms, usually arranged around the support itself. Various functions are therefore concentrated within a single device: vertical load transfer, allowance of rotations and horizontal displacements in one or more directions, energy dissipation. The force-displacement curve is bilinear, as for hysteretic dissipators only. In fact, the supporting device's friction does not significantly influence global behaviour.



Fig. 10 – Installazione di una spina a rottura. *Installation of a rupture pin.*

The devices (figure 9) include the following components:

- restrained elastomeric disc support;
- rupture pins (fuses);
- hysteretic steel dissipation elements (fuse)

Under operational conditions the support reacts rigidly to horizontal actions due to the presence of special internal connecting elements which transmit the horizontal load preventing sliding (figure 10) thus allowing respect of limits imposed by railway norms for operational phases.

mative ferroviarie nelle fasi di esercizio.

Tali elementi sono fusibili con una predeterminata soglia di rottura a taglio e con comportamento elastico quasi rigido fino al raggiungimento del limite di rottura. Al tranciamento dei fusibili, gli appoggi fissi ed unidirezionali diventano liberi (mobili multidirezionali), e l'impalcato viene vincolato mediante gli elementi dissipativi incorporati all'interno degli stessi appoggi (fusi). I dispositivi sono studiati appositamente per agevolare la sostituzione delle spine a rottura, che avverrà successivamente all'evento sismico. L'operazione è semplice e rapida, quindi molto economica.

L'uso di elementi dissipativi a fuso insieme allo speciale schema di ritegno offre una protezione praticamente uniforme della struttura, indipendente dalla direzione del sisma. L'adozione di fusi dissipativi assialsimmetrici risulta la migliore nell'assicurare caratteristiche di multi direzionalità e comportamento isotropico.

5. Definizione del modello

Uno degli aspetti peculiari del lavoro svolto consiste nella modellazione del viadotto, implementato agli elementi finiti a mezzo del programma di calcolo SAP2000.

La struttura considerata è stata scomposta nei seguenti sub-componenti:

- fondazione;
- fusto pila;
- pulvino;
- appoggi;
- impalcato.

La fondazione (pali e plinto), e la pila (fusto e pulvino) costituiscono la sottostruttura dell'opera, le restanti parti la sovrastruttura.

L'intero modello è stato implementato dapprima a mezzo di elementi solid; successivamente sono stati derivati modelli semplificati opportunamente calibrati in termini di risposta modale e di rigidità.

5.1. Modellazione della sottostruttura

Fondazione

Nell'ambito del comportamento globale della struttura un ruolo fondamentale è svolto dalla fondazione e soprattutto dall'interazione di questa col terreno e la sovrastruttura.

Il plinto è stato dapprima implementato a mezzo di elementi solid e successivamente con elementi beam e masse concentrate; invece i pali sono stati modellati con elementi beam, ponendo attenzione al trasferimento delle caratteristiche di sollecitazione. Per entrambi i com-

Such elements are fuses with a preset ultimate shear strength and with an almost rigid elastic behaviour until the ultimate strength value is reached. When the fuses break, the fixed and unidirectional supports are set free (mobile multidirectional) and the deck is constrained by the dissipation elements incorporated within the supports themselves. The devices are specifically designed to facilitate replacement of the rupture pins, which will take place following the seismic event. This operation is simple and rapid and therefore very cost effective.

The use of fuse elements together with the special restrain design offers a practically uniform protection of the structure independently from the direction of the earthquake. The use of dissipating axial symmetric fuses is the best for ensuring multidirectional characteristics and isotropic behaviour.

5. Definition of the model

One of the peculiar aspects of the study conducted consists in modelling of the viaduct, implemented for the finished elements by means of the calculus program SAP2000.

The structure examined was broken down into the following sub-components:

- Foundation;
- Pier trunk;
- Dosseret;
- Support bearings;
- Decks.

The foundation (piles and footings) and the pier make up the substructure of the construction, the remaining parts the superstructure.

The footing model was implemented at first by means of solid elements; subsequently simplified models, suitably calibrated in terms of modal responses and stiffness, were derived.

5.1. Substructure modelling

Foundation

In the context of the structure's overall behaviour, the foundation and above all its interaction with the ground and the superstructure play a fundamental role.

The footings was initially implemented by means of solid elements and subsequently with beam elements and concentrated masses; whilst the piles were modelled with beam elements paying attention to stress characteristic transferring. For both structural components, material characteristics congruent with the design criteria were selected.

A peculiar aspect of this modelling is the pile's interac-

ponenti strutturali sono state assunte caratteristiche di materiale congruenti con le relazioni progettuali.

Aspetto peculiare di questa modellazione è l'interazione del palo con il terreno circostante, sia sotto carichi statici che sotto carichi dinamici ed in particolare quelli sismici; a tal fine si è deciso di utilizzare il metodo di Winkler modellando il terreno ai lati del palo come un letto di molle, calibrando opportunamente il valore della loro rigidità. Questo metodo, rispetto a molti modelli presenti in letteratura, offre il vantaggio di non dover determinare l'andamento del modulo E del terreno in funzione della profondità.

I pali di fondazione sono di solito elementi di elevata snellezza e quasi sempre, in termini di modello di Winkler, essi risultano "infinitamente lunghi". In queste condizioni il modello utilizzato dà luogo a risultati senz'altro accettabili. È da evidenziare inoltre che il regime di sollecitazioni e deformazioni è fortemente influenzato dalle variazioni delle caratteristiche del terreno lungo l'asse del palo; tali variazioni sono assai frequenti per i pali di fondazione, che spesso attraversano, come il caso in esame, stratificazioni di terreni diversi, e quindi diventa assai utile la possibilità offerta dal modello di Winkler di simulare agevolmente tale variazione.

Da un punto di vista applicativo, i due casi principali a cui si fa riferimento per i terreni uniformi sono quello di k_h - rigidità delle molle - costante con la profondità (adoperato per simulare i terreni argillosi sovraconsolidati), e quello di k_h linearmente crescente con la profondità secondo la seguente espressione (adoperato per simulare i terreni incoerenti, REESE e MATLOCK (1956)):

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{d}$$

dove:

- z è la profondità a partire dal piano campagna (p.c.);
- d è il diametro del palo;
- n_h è il parametro fondamentale che varia in funzione dello stato di addensamento.

Per quanto attiene il tratto di terreno a grana fine, primi 14 m di infissione dei pali, è stato adottato dunque il valore di k_h pari a 1 kg/cm³ così come riportato nella relazione geotecnica ed assunto per i calcoli progettuali. Per quanto riguarda invece il terreno a grana grossa si è utilizzata la formulazione precedentemente riportata dove n_h può essere ottenuto dall'espressione:

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1.35}$$

dove:

- γ è il valore del peso di unità di volume alleggerito della spinta dell'acqua trattandosi di terreno sotto falda, pari a 10 kN/m³;

tion with the surrounding ground both under static loads as well as under dynamic loads and in particular seismic loads; for this purpose it was decided to use the Winkler method modelling the ground on the side of the pile like a spring bed, suitably calibrating their stiffness value. This method compared to many documented methods has the advantage of not requiring definition of the flow of the ground's module E as a function of depth.

The foundation piles are usually highly slim elements and almost always, in terms of the Winkler model, are often "infinitely long". Under these conditions the model utilised gives rise to certainly acceptable results. It should be noted that the stress and deformation regime is strongly influenced by the variations of the ground's characteristics along the pile's axis; such variations are very frequent for foundation piles, which often cross different layers of ground, such as the case in question, and therefore the possibility offered by the Winkler model to comfortably simulate such variation becomes very useful.

From an application point of view, the two principal cases referred to for uniform grounds are the K_h case - spring stiffness - constant with depth (used for simulating over-consolidated clay grounds), and K_h linearly increasing with depth according to the following expression (used for simulating incoherent grounds, Reese and Matlock (1956)):

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{d}$$

where:

- z is the depth starting from the campaign plan (c.p.);
- d is the diameter of the pile;
- n_h is the fundamental parameter which varies as a function of the state of thickening.

As regards the section of fine grain ground, for the first 14m of pile driving, a value of K_h equal to 1kg/cm³ was adopted and used for design calculations as specified in the geo-technical report. As regards thick grain grounds the above stated formula was used where n_h can be obtained from the expression:

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1.35}$$

where:

- γ is the value of the unit volume weight lightened by the water's push being ground under the phreatic surface, and is equal to 10 kN/m³;
- A is a parameter which depends on the state of thickening and, since the ground in question is classified as having a high degree of thickening, is set equal to 1500.

Consequently a value of n_h equal to 11.11 N/cm³ is obtained. The group effect was simulated by adopting a suit-

A è un parametro che dipende dallo stato di addensamento e , dato che il terreno in esame viene classificato come avente un elevato grado di addensamento, viene posto pari a 1500.

Ne deriva così un valore di n_v pari a 11.11 N/cm³.

L'effetto gruppo è stato simulato adottando un valore opportunamente ridotto di k_b , applicando quanto indicato in proposito da POULUS e DAVIS (1980).

Analisi più elaborate, che consentono di tenere conto della effettiva geometria del gruppo e della direzione della forza orizzontale, sono possibili ricorrendo alla schematizzazione del terreno come continuo elastico, ma sarebbero state troppo onerose per il caso in esame.

Occorre altresì analizzare la modellazione del terreno alla punta del palo; a tal proposito è stata inserita una molla lineare la cui rigidità è stata calibrata utilizzando i risultati delle campagne di prove di carico eseguite. Pertanto la sua rigidità k_v è stata posta pari a 10⁶ kN/m, avendo infatti mostrato il palo un cedimento di 5 mm per un carico applicato di 500 t.

Fusto pila

La pila è stata modellata operando una semplificazione circa la sua geometria; difatti i raccordi d'angolo sono stati rettilineizzati per favorire una più rapida esecuzione computazionale (fig. 11).

Benché sia stata operata tale semplificazione geometrica si è rimasti comunque fedeli alla sezione originaria in termini geometrici ed inerziali.

Una modellazione raffinata è stata eseguita utilizzando elementi solid in grado di cogliere fenomeni locali sia in termini di deformazioni che in termini di tensioni e sollecitazioni. È chiaro però che questi elementi, molto affidabili da un punto di vista prestazionale, risultano molto onerosi a livello computazionale per lo svolgimento delle analisi in campo elastico e soprattutto inadatti, poiché non è data la possibilità da parte del programma, a cogliere aspetti inelastici. In virtù di queste considerazioni è stato deciso di modellare la pila con elementi beam, supportati dalla modellazione con elementi solid per eseguire una calibrazione in termini di risposta modale, di spostamenti e di distribuzioni delle sollecitazioni.

La modellazione è stata eseguita suddividendo il fusto pila in tanti pilastri di sezione 0.30 x 0.30 m, collegati tra loro (fig. 12) da link rigidi disposti opportunamente lungo l'altezza dell'elemento, in modo tale da permetterne una mutua collaborazione. In tal modo è stato possibile cogliere aspetti locali della pila grazie alla presenza delle singole colonne ed avendo la possibilità di valutare escursioni inelastiche utilizzando elementi link-non lineari posti alla base dei pilastri. Proprio l'obiettivo di cogliere l'eventuale comportamento plastico della pila, ha portato alla decisione di svincolare tutti i pilastri unicamente alla base, in modo tale da avere una risposta sollecitazionale costituita solo da sforzo N e V.

ably reduced value of K_b , and by applying what is stated by POULUS and DAVIS (1980).

More in depth analyses, which allow the effective geometry of the horizontal force group and direction to be taken into account, are made possible by diagramming the ground as continuously elastic, however these would have been too onerous for the case in question.

It is necessary instead to analyse the ground modelling at the tip of the pile; for this purpose a linear spring was inserted with stiffness calibrated utilising results from load test campaigns conducted. Therefore its stiffness K_v was set equal to 10⁶ kN/m, having the pile in fact exhibited a yielding of 5mm for an applied load of 500 tons.

Pier

The pier was modelled by simplifying its geometry; in fact the angle junctions were straightened in order to en-

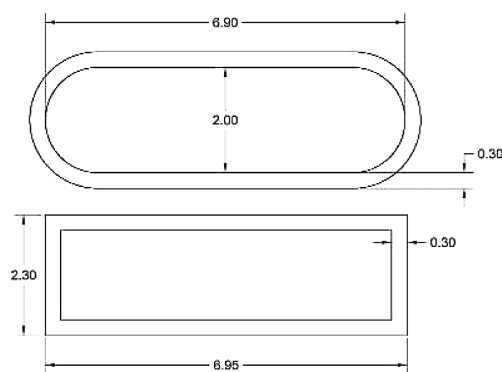


Fig. 11 – Semplificazione geometrica della pila. *Geometric simplification of the pier.*

able a faster computational execution (figure 11).

Despite simplifying the geometry, we remained faithful to the original cross-section in geometric and inertial terms.

A refined modelling was conducted utilising solid elements capable of capturing local phenomena both in terms of deformations as in terms of tensions and stress. It is clear however that these elements, very reliable from a performance point of view, are very onerous at a computational level for carrying out analyses in the elastic field and most of all are unsuitable for capturing non elastic aspects. In virtue of these considerations, it was decided to model the pier with beam elements, supported by modelling with solid elements in order to calibrate in terms of modal response, displacement and stress distribution.

The modelling was conducted by subdividing the pier trunk into several small pillars with a cross-section of 0.30

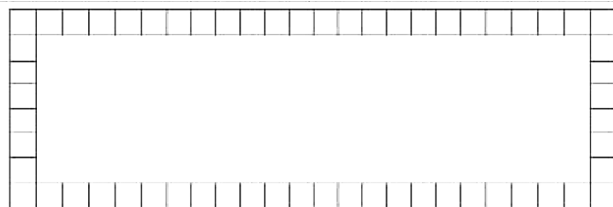


Fig. 12 – Modellazione della pila a mezzo di elementi solid. Pier modelling by means of solid elements.

I link non lineari utilizzati (MultiLinear Plastic) hanno permesso, oltre alla definizione del legame costitutivo, di scegliere il ciclo di carico-scarico che doveva essere eseguito, impostato come cinematico nel caso in esame. Per quanto concerne i legami costitutivi (fig. 13) si è deciso di utilizzare in fase di compressione il legame “b” proposto dalle NTC al punto 4.1.2.1.2.3 per l'acciaio ed il legame dovuto a MANDER e PRIESTLEY (1988) per il cls, che ben coglie l'aumento di duttilità e di resistenza connessi al grado di confinamento.

In fase di trazione è stato sempre considerato il legame “b” dettato dalle NTC per quanto riguarda l'acciaio, mentre invece per il cls è stato utilizzato il legame proposto dal CEB-FIP Model Code 90 riportato nel bollettino CEB n. 213/214 (1990), al fine di cogliere anche gli aspetti dovuti alla fessurazione.

Pulvino

Il pulvino è stato modellato inizialmente con elementi solid considerando che questo elemento è caratterizzato da una risposta di tipo elastico e successivamente semplificato con elementi beam rigidi e masse concentrate opportunamente nei nodi.

5.2. Modellazione della sovrastruttura

Impalcato e sistemi d'appoggio

Nel modello sono stati implementati link (tipologia Linear) in modo da cogliere efficacemente il comportamento dei sistemi di appoggio, calibrati opportunamente in termini di rigidità verticale ed orizzontale.

L'impalcato del viadotto è stato modellato con un grigliato di elementi beam riproducendo quanto è stato eseguito in fase di progetto esecutivo per lo studio della diffusione dei carichi e la distribuzione delle sollecitazioni nelle travi e trasversi. Le caratteristiche geometriche ed inerziali sia delle travi che dei trasversi sono state definite utilizzando i dati riportati nelle relazioni progettuali.

Si riporta in fig. 14 la modellazione finale dell'opera.

6. Definizione dell'input sismico

Le NTC prevedono al punto 3.2.3.6 che l'input per le verifiche agli stati limite, ultimi o di esercizio, può defi-

x 0.30 m., connected with one another (figure 12) by rigid links suitably arranged along the height of the element in a way as to allow mutual collaboration. In this way it was possible to capture local aspects of the pier thanks to the presence of single columns and having the possibility to evaluate non elastic excursions utilising non linear link elements situated at the base of the small pillars. Precisely the objective of capturing the pier's possible plastic behaviour, lead to the decision to clear all the small pillars at the base, in such a way as to obtain a stress response constituted uniquely by strain N and V.

The non linear links utilised (MultiLinear Plastic) allowed choosing as well as defining the constitution link of the load-unload cycle to be conducted, set as cinematic in the case in question. As regards constitution links (figure 13), it was decided to use the link “b” proposed by the NTCs at paragraph 4.1.2.1.2.3 for steel in the compression phase, and the MANDER and PRIESTLEY (1988) link for concrete, which captures well the increase in ductility and strength connected to the confinement degree.

Link “b” specified by the NTCs for steel was always considered in the tensile phase, whilst the link proposed by the CEB-FIP Model Code 90 specified in the CEB bulletin n° 213/214 (1990) was utilised for concrete in order

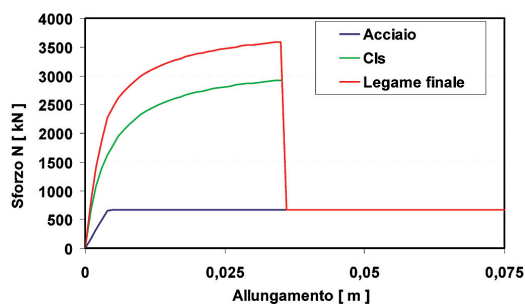
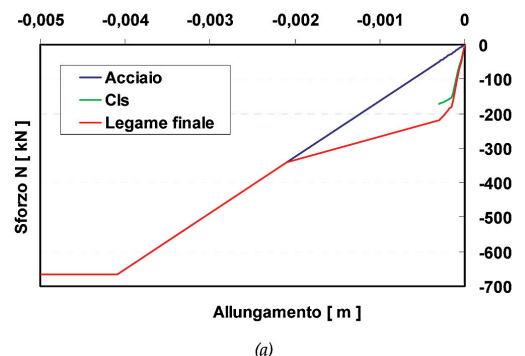


Fig. 13 – Legami costitutivi non lineari (a) – trazione; (b) – compressione. Non linear constitution links (a) – tensile phase; (b) – compression phase.

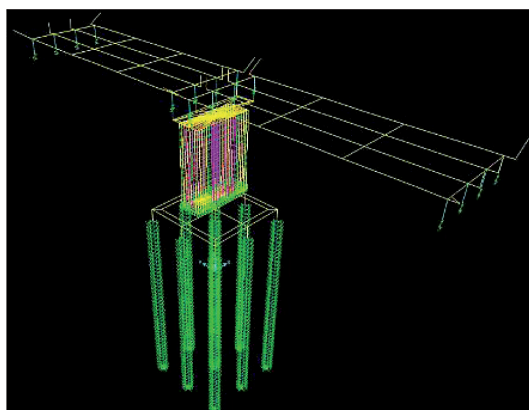


Fig. 14 – Modello implementato con il SAP2000. *Model implemented with SAP2000.*

nirsi mediante accelerogrammi artificiali o naturali. Dovendo eseguire anche delle analisi dinamiche non lineari si è scelto di adottare accelerogrammi naturali. Per far sì che la loro scelta fosse rappresentativa della sismicità del sito e fosse adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, è stata utilizzata la carta della pericolosità sismica ed i relativi valori della disaggregazione per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) forniti dal sito INGV per il punto di interesse in cui sorge il viadotto (fig. 15). Il processo di disaggregazione Magnitudo (M)-distanza (R), fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal si-

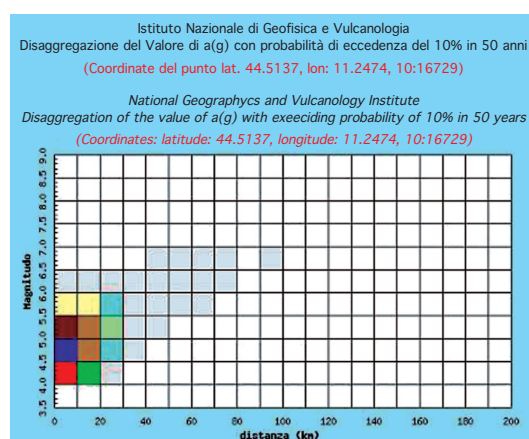


Fig. 15 – Valori della disaggregazione per la zona in esame: i colori più scuri indicano la predominanza di terremoti caratterizzati da quegli intervalli di magnitudo e distanza epicentrale. *Disaggregation values for the zone under examination: darker colors indicate predominance of earthquakes characterised by the magnitude intervals and epicentre distance.*

to additionally capture aspects caused by cracking.

Dosseret

The dosseret was initially modelled with solid elements considering that this element is characterised by an elastic type response and subsequently simplified with rigid beam elements and masses suitably concentrated in the nodes.

5.2. Superstructure Modelling

Deck and support bearing systems

Linear type links were implemented in the models in order to adequately capture supporting system's behaviour, suitably calibrated in terms of vertical and horizontal stiffness.

The viaducts' deck was modelled with a grid of beam elements reproducing what was conducted during the executive design phase for the study of load and stress distribution in the beams and traverses. The geometric and inertial characteristics of both the beams and traverses were defined by utilising data specified in the project design.

The construction's final modelling is shown in figure 14.

6. Definition of seismic input

Paragraph 3.2.3.6 of the NTCs prescribes that input for checking at limit states, ultimate or operating, may be defined by means of artificial or natural accelerograms. As non linear dynamic analyses were required to be conducted, natural accelerograms were adopted. In order for their selection to be representative of the site's seismic characteristics and to be suitably justified in terms of the seismic-genetic characteristics of the source, the seismic danger map and the relative disaggregation values for the limit state of life safety (SLV) provided by the INGV site for the point of interest where the viaduct is located (Figure 15) were utilised. The Magnitude (M)-distance (R) disaggregation process supplies the earthquake which dominates the danger scenario (scenario earthquake) intended as the magnitude M event at a distance R from the site object of the study, which mostly contributes to the seismic danger of the site itself.

Earthquakes which have had most impact in terms of M-R correspond to Magnitude intervals of 4-6 and fall within a range of 0 to 30 km, distance therefore extremely close to the seismic source.

The Circular "Instructions for applying technical norms in constructions" additionally prescribes checking the spectrum-compatibility defined by the NTCs also for natural accelerograms. In particular, the norm states that the ensemble of accelerograms must have an elastic response spectrum coherent with the elastic response spectrum predicted for that site. The coherence with the elastic spectrum should be checked based on the average

to oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

I terremoti che più hanno inciso in termini di M-R corrispondono ad intervalli di Magnitudo 4-6 e compresi da 0 a 30 km, distanze dunque molto prossime alla sorgente sismica.

La Circolare "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche delle costruzioni" prescrive, inoltre, di verificare la spettro-compatibilità definita dalle NTC anche per gli accelerogrammi naturali. In particolare la norma afferma che l'insieme degli accelerogrammi devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta elastico previsto per quel sito. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 5%.

In dettaglio, per ogni accelerogramma selezionato si ricava lo spettro elastico; una volta ottenuti gli spettri di tutti gli accelerogrammi se ne esegue la media e l'ordinata spettrale media ottenuta non deve presentare uno scarto in difetto superiore del 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico di progetto, per tutti i punti degli intervalli 0.15 - 2 s e 0.15 - 2To s; in cui To è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico.

Per la selezione degli accelerogrammi è stato utilizzato il programma REXEL che fa riferimento agli spettri degli accelerogrammi che nello European Strong-motion Database (ESD) verificano le condizioni di campo libero o free field. In tal modo sono stati individuati 7 accelerogrammi, ognuno costituito dalle due componenti orizzontali e da quella verticale di un determinato terremoto reale.

Si riporta in tabella 2 la selezione ottenuta, mentre in fig. 16 si riporta a titolo di esempio l'analisi di spettro-compatibilità verificata in direzione orizzontale X.

7. Risposta modale del sistema

Prima di analizzare le risposte ottenute dalle analisi condotte in termini di sollecitazioni e di spostamenti della struttura, è stata fissata l'attenzione sulla risposta modale così da verificare il comportamento del sistema a seguito di eccitazione sismica.

TABELLA 2 - TABLE 2

SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI ACCELEROGRAM SELECTION

ID	Earthquake Name	Date	Mw	e [km]	Fault Distance [km]
378	Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	16	18
7329	Faial	09/07/1998	6.1	11	NaN
600	Umbria Marche	26/09/1997	6	22	17
133	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	9	9
151	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	11	8
6978	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	25	NaN
625	Umbria Marche (aftershock)	06/10/1997	5.5	20	NaN

spectral ordinates obtained with various accelerograms, for a viscous damping coefficient equivalent to 5%. In detail, for each accelerogram selected, an elastic spectrum is obtained; once all the accelerogram spectra have been obtained, an average is calculated and the average ordinate obtained should not display a defect deviation exceeding 10%, compared to the design's elastic spectrum's corresponding component for all the interval points 0.15 - 2 s and 0.15 - 2To s, where To is the structure's fundamental vibration period within an elastic field.

The REXEL program, which refers to the accelerogram spectra that, in the European Strong-motion Database (ESD), check free field conditions, was utilised for the selection of accelerograms. In this way 7 accelerograms were identified, each one made of the two horizontal components and of a vertical component relating to a specified real earthquake.

Table 2 shows the selection obtained, whilst fig. 16 provides an example of the spectrum-compatibility analysis verified in horizontal direction X.

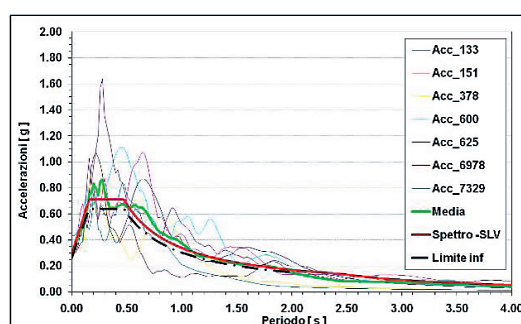


Fig. 16 - Spettro-compatibilità in direzione X dei sette accelerogrammi. *Spectrum - compatibility of the seven accelerograms in the direction X.*

7. Bridge modal response

Before analysing responses obtained by the analyses conducted in terms of stress and structure displacement, attention was focused on modal response in order to verify the system's behaviour following seismic excitement. It is fundamental to understand how the mass is distributed amongst the various structural elements of the construction; the most significant percentage (40%) is concentrated at deck level where the mass due to its own weight and to the permanent loads carried is considered; it is also necessary to recall that, as well as the structural masses and permanent loads carried, a railway vehicle is considered present as an additional mass with characteristics specified

Fondamentale è capire come sia distribuita la massa nei vari elementi strutturali dell'opera; l'aliquota più significativa (40%) è concentrata a livello dell'impalcato, dove è considerata la massa dovuta al peso proprio e ai carichi permanenti portati; è da ricordare inoltre che sull'impalcato, oltre alle masse strutturali e ai carichi permanenti portati, si considera presente come massa aggiuntiva anche un convoglio ferroviario le cui caratteristiche sono specificate dalla norma. La pila e il pulvino corrispondono ad un'aliquota molto bassa (solo il 6% della massa complessiva), dovuta soprattutto all'utilizzo di una pila a sezione cava. Per quanto riguarda invece il plinto ed i pali, insieme più del 50% della massa totale, è importante notare che è molto difficile riuscire ad eccitare questa massa per la posizione di questi elementi strutturali, intimamente connessi e/o interagenti col terreno; per raggiungere l'85% della massa totale è stato necessario considerare un numero molto alto di modi.

L'analisi modale condotta porta alla determinazione dei periodi di vibrazione e delle corrispondenti masse partecipanti, riassunti in tabella 3.

TABELLA 3 - TABLE 3

RISPOSTA MODALE DELLA STRUTTURA
STRUCTURE MODAL RESPONSE

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0.748	0.00%	54.68%	0.00%	0.00%	54.68%	0.00%
2	0.628	70.01%	0.00%	0.00%	70.01%	54.68%	0.00%
3	0.268	0.28%	0.00%	0.00%	70.28%	54.68%	0.00%
4	0.245	0.00%	9.43%	0.19%	70.28%	64.11%	0.20%
5	0.219	1.63%	0.00%	0.01%	71.91%	64.11%	0.20%
6	0.198	0.00%	7.65%	36.87%	71.91%	71.76%	37.07%
7	0.176	0.00%	1.56%	18.79%	71.91%	73.32%	55.85%
8	0.161	0.00%	0.00%	0.00%	71.91%	73.32%	55.85%
9	0.150	0.00%	17.70%	7.75%	71.92%	91.02%	63.60%
10	0.130	19.83%	0.00%	0.00%	91.74%	91.02%	63.60%
11	0.118	0.16%	0.00%	0.01%	91.90%	91.02%	63.61%
12	0.116	0.03%	0.00%	0.00%	91.93%	91.02%	63.61%

Dall'analisi dei dati si può evidenziare come il 1° modo di vibrazione sia di tipo traslazionale lungo Y, asse del viadotto, attivando il 55% della massa totale, mentre invece il 2° sia di tipo traslazionale in direzione trasversale con il 70% della massa partecipante. Il primo modo di vibrazione verticale dell'impalcato è il 6°, con impegno del 37% della massa. È da notare inoltre che per quanto riguarda la massa attivata lungo X ed Y le quote sono del 91% già al 12° modo, mentre invece lungo Z, si raggiunge l'85% della massa totale solo al 20° modo.

Nelle figg. 17-18-19 si riportano le prime tre forme modali.

Ricollegandosi a quanto detto nel paragrafo 5.1 circa l'interazione terreno-struttura, a fronte dei risultati ottenuti si è ritenuto interessante operare un'analisi di confronto tra il modello descritto e lo stesso incastrato alla base, cioè senza considerare i pali di fondazione, schematizzato in fig. 20.

Dal confronto tra i periodi di vibrazione (fig. 21) è possibile notare quali siano le differenze conseguenti al con-

by the norm. The pier and dossier account for a very low percentage (only 6% of the overall mass) due mainly to the use of a hollow cross-section pier. As regards the plinth and piles, forming more than 50% of the overall mass, it is important to note that it is very difficult to excite this mass due to the position of these structural elements, intimately interconnected and / or interacting with the ground; in order to reach 85% of the overall mass it was necessary to consider an extremely elevated number of modes.

The modal analysis conducted determines the vibration periods and corresponding participating masses summarised in table 3.

Data analysis underlines how the first modal vibration is of a translation type along Y, the viaduct's axis, activating 55% of the total mass, whilst the second is of a translation type in a transversal direction with 70% of the participating mass. The deck's first mode of vertical vibration is 6% with engagement of 37% of the mass. It should also be noted that, as regards the mass activated along X and Y, the percentages already reach 91% at the 12th mode, whilst along Z, 85% of the total mass is reached only from the 20th mode.

The figures 17-18-19 illustrate the first three modal forms.

Referring back to what was stated in paragraph 5.1 concerning ground-structure interaction, based on results obtained it was considered of interest to perform a comparative analysis between the model described and the same fixed at the base, in other words without considering the foundation piles illustrated in figure 20.

From the comparison between vibration periods (figure 21), it is possible to note the differences deriving from consideration of the deformation of the foundation system; all vibration periods, in fact, are practically halved if the fixed base is considered.

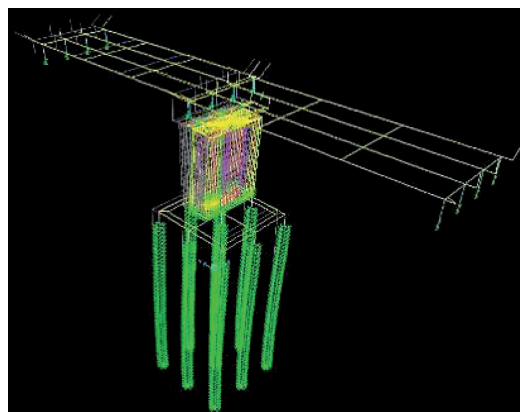
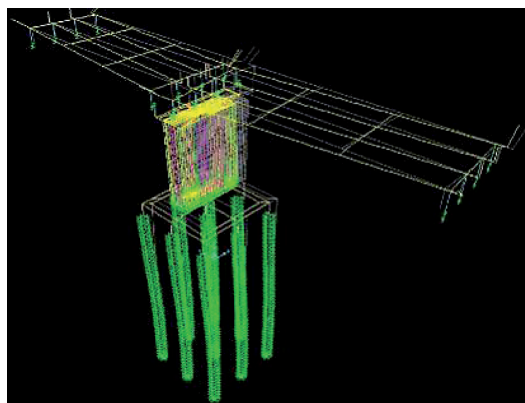


Fig. 17 – Primo modo di vibrazione. First vibration mode.

Fig. 18 – Secondo modo di vibrazione. *Second vibration mode.*

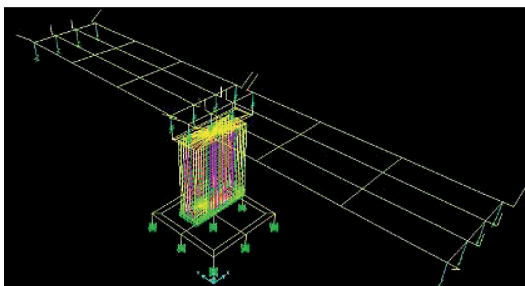
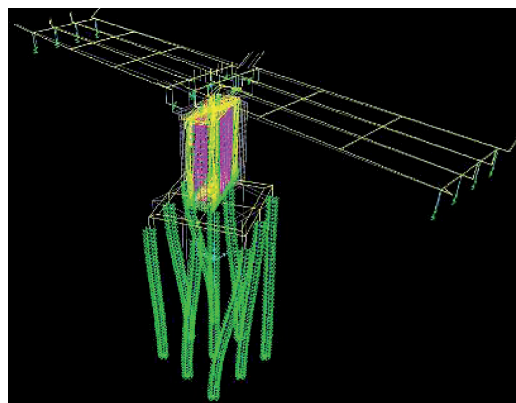
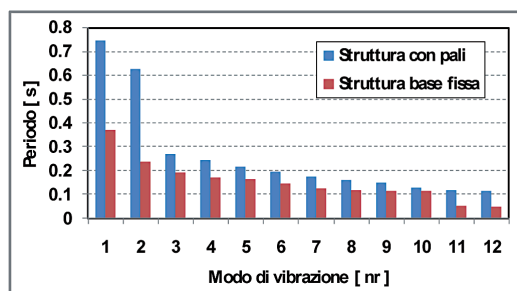
siderare la deformabilità del sistema di fondazione; tutti i periodi di vibrazione, infatti, sono praticamente dimezzati se si considera la base incastrata.

Questo aspetto conduce subito ad una riflessione progettuale; considerando l'interazione col terreno il periodo della struttura si raddoppia, e quindi può risultare considerevole la riduzione delle forze sismiche calcolate con lo spettro di progetto (decremento del 36% con riferimento alla struttura a base incastrata, fig. 22).

A fronte di quanto detto si comprende bene il perché, operando a vantaggio di sicurezza, nella pratica progettazione si siano utilizzati modelli incastrati alla base. Qualora si volesse sfruttare il beneficio derivante dall'interazione terreno-fondazione, è bene dunque porre molta attenzione nella valutazione della modellazione della interazione con il terreno, per non operare a svantaggio di sicurezza.

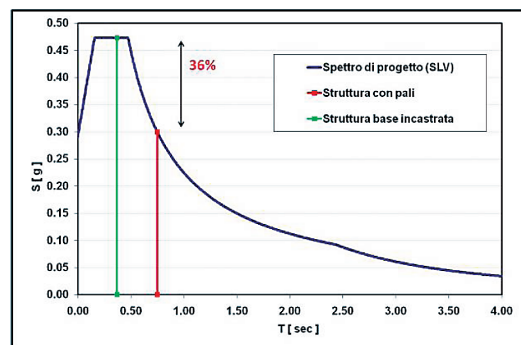
8. Analisi non lineari condotte sul viadotto con il sistema di appoggio "classico" di progetto esecutivo

Le prime analisi non lineari sono state effettuate considerando il sistema di appoggio di progetto esecutivo. In particolare si è focalizzata l'attenzione sulla risposta strut-

Fig. 20 – Modello incastrato alla base. *Fixed base model.*Fig. 19 – Terzo modo di vibrazione. *Third vibration mode.*Fig. 21 – Confronto periodi di vibrazione. *Vibration period comparison.*

This aspect immediately leads to a design observation; considering interaction with the ground, the structure's period doubles and therefore the reduction in seismic forces calculated with the design spectrum may appear to be substantial (36% decrease with reference to the fixed base structure, figure 22).

Following the above considerations it is understand-

Fig. 22 – Accelerazione spettrale corrispondenti al primo modo di vibrazione dei due modelli. *Spectral acceleration values corresponding to the first vibration mode of the two proposed models.*

turale in termini di sollecitazioni, spostamenti e duttilità locale e globale della pila.

Secondo quanto prescritto dalla normativa, avendo utilizzato 7 diversi accelerogrammi gli effetti sulla struttura in termini di caratteristiche della sollecitazione e di spostamenti sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle singole analisi.

8.1. Sistemi di appoggio

Per i sistemi di appoggio si è analizzato sia lo stato di sollecitazione che quello di deformazione.

Per quanto attiene le sollecitazioni si è operato nel seguente modo:

- per gli appoggi multidirezionali è stato individuato sia lo sforzo N massimo che lo sforzo N minimo;
- per gli appoggi fissi o unidirezionali, si è individuata la condizione di N massimo con H – forza orizzontale – associata in termini temporali, di N minimo con H associata e, infine, H massimo con N associato.

I risultati cui si è pervenuti sono rappresentati in fig. 23, confrontati con i valori di progetto esecutivo; questi ultimi sono stati opportunamente fattorizzati in quanto il progetto esecutivo era stato redatto adottando il metodo delle Tensioni Ammissibili.

Dal confronto si evince come gli sforzi N siano inferiori rispetto ai valori di progetto esecutivo, mentre, rispecchiando l'aumento di intensità sismica, la forza orizzontale dell'appoggio fisso presenta un incremento di circa il 45% rispetto al valore progettuale.

È importante inoltre sottolineare che in nessuna analisi gli appoggi sono soggetti a decompressione (annullamento della compressione).

In termini di spostamenti invece, considerando la norma del vettore spostamento in direzione X ed Y, sono stati ottenuti spostamenti degli appoggi multidirezionali di circa 6 cm, lievemente maggiori di quelli calcolati con l'applicazione della norma precedente ma tali da risultare comunque compatibili con gli appoggi adottati in progetto.

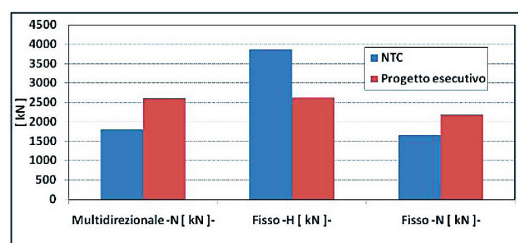


Fig. 23 – Confronto sollecitazioni sugli appoggi – NTC e progetto esecutivo. Comparison of stresses on the supports - NTC and preliminary project.

able why, when operating in favour of safety, fixed base models were utilised. In case the benefit deriving from ground-foundation interaction were to be exploited, it would be appropriate to pay significant attention when evaluating modelling of interaction with the ground, in order not to operate against safety concerns.

8. Non-linear analyses carried out on viaducts with preliminary project “classic” support systems

Early non-linear analyses have been carried out by taking into consideration the preliminary project support system. A particular attention has been focused on the structural response in terms of stresses, displacements and local and global ductility of the piers.

According to the standard specifications, as seven different accelerograms have been used, the effects on the structure in terms of stress and displacement characteristics are represented by the average values of the most unfavorable effects concerning the single analyses.

8.1. Support systems

As far as support systems are concerned, both the stress state and the deformation state have been analyzed.

Stresses have been dealt in the following way:

- for multi-directional supports both the maximum strain N and the minimum strain N have been detected;
- for fixed or unidirectional supports, the conditions of N maximum with H – horizontal force – associated in terms of time, minimum N with H associated and finally maximum H with N associated, have been here detected.

The results are represented in figure 23 where is even proposed a comparison with the preliminary project values; these last values have been properly weighted as the preliminary project had been carried out by adopting the Allowable Tension method.

Comparison shows that strains N are smaller than the preliminary project values while, according to the increase of the seismic activity, the horizontal force of the fixed support denotes an increase of about 45% with respect to the project value.

It is moreover important to underline that the proposed analyses have not shown any decompression effect stressing the structure supports.

The consideration of the norma of the displacement vector in the directions X and Y has led to displacements of about 6 cm of the multidirectional supports, slightly greater than displacements calculated by the application of the preceding norma but anyway compatible with the supports adopted in the project.

8.2. Pila

Per quanto attiene la duttilità richiesta alla pila si è proceduto ad una valutazione sia locale che globale di questo parametro.

Valutazione della duttilità locale

La duttilità locale è stata valutata prendendo in considerazione il comportamento del singolo link modellato alla base di ogni "pilastrino" con cui è stata modellata la pila; essa è stata espressa secondo la formula seguente:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

dove:

Δ_u è lo spostamento massimo che subisce l'i-esimo link nella sua storia temporale, valutato sia per la fase di compressione che di trazione;

Δ_y è lo spostamento di limite elastico del link.

Δ_y è stato caratterizzato nella seguente maniera: a trazione con il raggiungimento della deformazione di snervamento dell'acciaio in trazione; a compressione, invece, con il raggiungimento della deformazione di snervamento del calcestruzzo (0.25%).

Per ogni analisi non lineare svolta, si è valutata la duttilità di tutti gli elementi sia in compressione che a trazione individuando il valore massimo sulla sezione; infine si è fatta la media dei massimi di sezione sulle sette analisi non lineari. In tabella 4 ed in figg. 24-25 si riportano i risultati ottenuti.

Dai risultati ottenuti si evince che in alcune analisi il valore della duttilità, soprattutto in fase di compressione, è minore dell'unità; in questo caso tale numero è da leggersi come percentuale dello spostamento di snervamento raggiunta con lo spostamento massimo. In pratica si può affermare che lo spostamento massimo attinto in fase di compressione è pari mediamente al 37% dello spostamento di snervamento a compressione.

Come si evince dalle figg. 24-25, in nessuna analisi si raggiunge lo snervamento a compressione, mentre nella maggior parte dei casi si ha la plasticizzazione in fase di trazione di almeno un elemento della sezione. Per illustrare quanto sopra si riporta in fig. 26 l'andamento N-ΔL del link d'angolo maggiormente sollecitato, registrato durante l'analisi condotta con il terremoto codice 133 (Friuli, 1976). La figura illustra chiaramente come l'elemento si mantenga in campo elastico in compressione, plasticizzando invece a trazione.

Valutazione della duttilità globale

Oltre alla valutazione locale di duttilità alla base della pila, si è ritenuto opportuno analizzare anche un parametro di risposta globale. Per derivare questo parametro si è deciso di esaminare gli spostamenti in testa alla pila al

8.2. Pier

As far the ductility requirement of the pier, both a local and a global estimation of this parameter has been carried out

Local ductility evaluation

Local ductility has been evaluated by taking into consideration the behavior of the single link that has been modeled at the base of each single "small pillar" used to model the pier; it has been expressed according to the following formula:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

where:

Δ_u is the maximum behavior of the nth link in its time-history, evaluated both for the compression phase and the tensile phase;

Δ_y is the elastic limit displacement of the link.

Δ_y is characterized in the following way: in the tensile phase it is characterized by the attainment of the tensile yield deformation of steel; in the compression phase it is instead characterized by the attainment of the concrete yield deformation (0,25%).

For each non-linear carried out analysis it has been here evaluated the ductility characteristic of all the elements both in the compression phase and in the tensile phase, thus detecting the maximum value at the cross-section; an average of the cross-section maximum values of the seven analyses has been finally done. Table 4 and figures 24-25 illustrate the achieved results.

The achieved results show, in some analyses, a ductility value smaller than unit, particularly in the compression phase; in this case such a number has to be read as percentage of the yield displacement attained with the maximum displacement. Practically it can be stated that the maximum displacement in the compression phase is on average equal to the 37% of the compression yield displacement.

TABELLA 4 – TABLE 4

VALUTAZIONE DELLA DUTTILITÀ LOCALE MEDIA
EVALUATION OF THE AVERAGE LOCAL DUCTILITY

Duttilità locale <i>Local ductility</i>	
Trazione <i>Tensile phase</i>	Compressione <i>Compression phase</i>
[/]	[/]
μ	μ
2.05	0.37

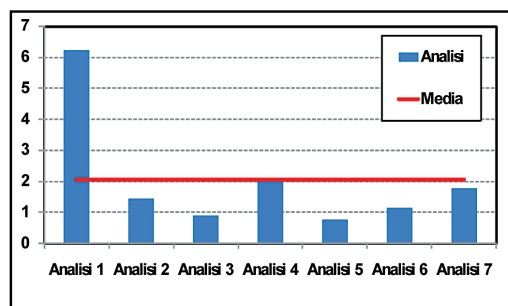


Fig. 24 – Valutazione della duttilità locale in trazione. *Evaluation of the local ductility in tensile phase.*

netto di quelli del plinto; in particolare lo spostamento orizzontale relativo tra il baricentro del pulvino e quello del plinto.

Ciò ha permesso di derivare un parametro globale di duttilità depurando la risposta strutturale dallo spostamento inerente alla deformabilità della fondazione; per eseguire questa operazione è stato necessario assumere una definizione di condizione di limite elastico della pila; questa è stata fatta coincidere con la plasticizzazione del primo elemento link della sezione.

In tabella 5 si riportano i risultati ottenuti, evidenziando anche la duttilità nelle due singole direzioni.

Nella maggioranza dei casi i valori di duttilità globale risultano maggiori in direzione Y – direzione longitudinale del viadotto – piuttosto che in direzione X, risultato strettamente legato alla forma dell'elemento strutturale. Il valore medio si assesta intorno a 1.35, con alcune deviazioni evidenziate in fig. 27; valore molto prossimo al fattore di struttura 1.5 da assumere qualora si progettasse l'opera con analisi modale con spettro di risposta in classe di duttilità bassa (CD" B").

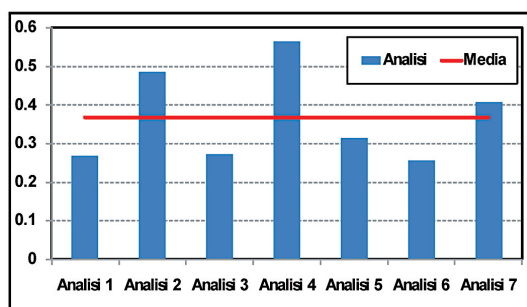


Fig. 25 – Valutazione della duttilità locale in compressione. *Evaluation of the local ductility in compression phase.*

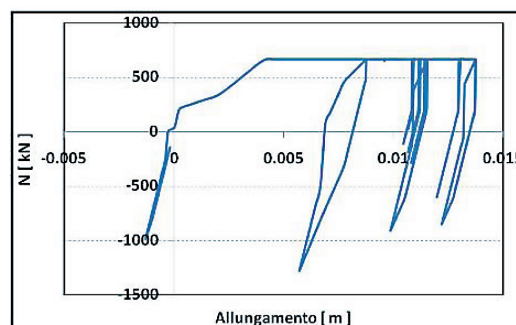


Fig. 26 – Comportamento del link d'angolo registrato durante l'analisi ID 133 – accelerogramma del Friuli 1976. *Behavior of the edge link as recorded during the ID 133 analysis – accelerogram of Friuli 1976.*

As can be deduced by figures 24-25, the compression yield is not reached in any analysis while most analyses show, in the tensile phase, a plastic behavior for at least one section element. This is illustrated in figure 26 where the N-ΔL relation of the main stressed edge link is shown, as recorded during the analysis of the 133 code earthquake (Friuli, 1976). That figure clearly illustrates that the element remains in the elastic range in the compression phase while showing plastic deformation in the tensile phase.

Evaluation of the global ductility

Besides the local ductility evaluation at the pier base, a global response parameter has been considered too. Displacements at the head of the pier, net of the plinth displacements, have been here analyzed in order to derive such a parameter; the relative horizontal displacement between the dossier barycentre and the plinth barycentre has been in particular analyzed.

That has allowed to deriving a global ductility parameter by the elimination of the foundation deformation displacement from the structural response; the elastic limit condition of the pier has to be defined in order to carry out the previous procedure. That limit has been defined as coincident with the beginning of the plastic behavior of the first link element of the section.

Table 5 shows the achieved results and the ductility parameters in the two directions.

The global ductility values are in most cases greater in the Y direction – longitudinal direction of the viaduct – than in the X direction, being this result linked to the structural element shape. The average value is about 1.35 with some deviations as illustrated in figure 27; that value is quite close to the structure factor 1.5 that has to be assumed as a reference when the work is designed by modal analysis with response spectrum in low ductility class (CD" B").

TABELLA 5 – TABLE 5

VALUTAZIONE DELLA DUTTILITÀ GLOBALE
EVALUATION OF THE GLOBAL DUCTILITY

Duttività globale			
[/]	[/]	[/]	[/]
Analisi	μ	μ_x	μ_y
Analisi 1	2.23	2.230284673	2.1060169
Analisi 2	1.04	1.041665189	1.001772
Analisi 3	0.82	0.412866667	0.8172907
Analisi 4	1.88	1.537949623	1.8825459
Analisi 5	0.97	0.633792893	0.9701573
Analisi 6	1.02	0.353734863	1.0221661
Analisi 7	1.45	1.125976767	1.4505819
Media	1.34	1.048038668	1.321504

8.3. Analisi degli spostamenti

Per la valutazione degli spostamenti si è concentrata l'attenzione sugli spostamenti verticali degli impalcati – calcolati in posizione di appoggio e in mezzera – nonché sugli spostamenti relativi longitudinali e trasversali.

Valutazione degli spostamenti verticali

L'analisi degli spostamenti verticali degli impalcati, eseguita in corrispondenza di appoggio e in mezzera, è stata effettuata per valutare la presenza di fenomeni di amplificazione generati dalle combinazioni sismiche utilizzate. Tutte le analisi non hanno evidenziato l'insorgere di tali fenomeni mostrando andamenti perfettamente in fase dello spostamento verticale dell'appoggio rispetto a quello della mezzera dell'impalcato (fig. 28).

L'analisi condotta ha permesso di cogliere un aspetto molto interessante; come riscontro della plasticizzazione dei link solo a trazione evidenziata nel paragrafo precedente, la pila subisce un allungamento dovuto alle deformazioni plastiche a trazione. Analizzando infatti la fig. 28, dove sono riportate le storie temporali dello spostamento verticale di un appoggio, della mezzera di un impalcato e del baricentro del plinto, si può notare come l'ultimo sia caratteristico di un comportamento elastico, mentre invece sia l'appoggio che la mezzera dell'impalcato, che presentano uno spostamento negativo all'istante $t = 0$ dovuto ai carichi verticali, mostrano uno spostamento positivo (verso l'alto) dovuto alla plasticizzazione in trazione della pila.

Questa valutazione è stata condotta per tutte le analisi sismiche effettuate trovando riscontri positivi, in linea con quanto colto nella valutazione della duttilità locale e globale esplicitata dalla pila.

Questo fenomeno è stato colto con il modello che vede la presenza di più elementi beam nel fusto della pila con suddivisione in colonne del fusto della stessa; una modella-

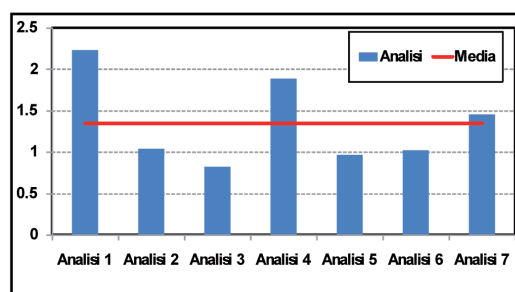


Fig. 27 – Deviazione dei valori di duttilità globale rispetto il valore medio. Deviation of the global ductility values from the average value.

8.3. Displacement analysis

Displacement analysis has focused on vertical displacements of decks – estimated at the supports and in the middle of decks – and on longitudinal and transversal relative displacements.

Evaluation of the vertical displacements

The analysis of deck vertical displacements, at the support and in the middle of deck, has been carried out in order to evaluate the presence of amplification phenomena generated by the used seismic combinations. All the analyses have not revealed the existence of these phenomena showing a perfect phase match between the support vertical displacement and the displacement in the middle of the deck (figure 28).

The proposed analysis has allowed to revealing a very interesting aspect; as a confirmation of the link plastic deformation under tensile condition as shown in the previous paragraph, piers undergo an elongation as a consequence of the tensile plastic deformations. Figure 28 shows the

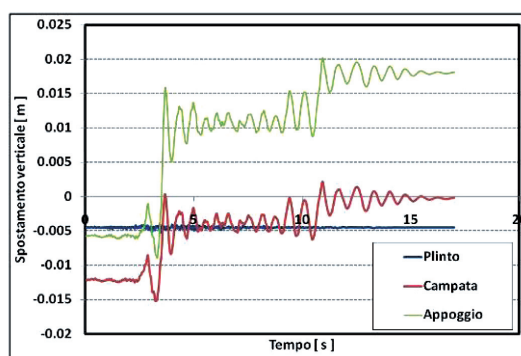


Fig. 28 – Storia temporale dello spostamento verticale del baricentro del plinto, di un appoggio e della mezzera di un impalcato per il terremoto ID 133. Time-histories of the vertical displacement for the plinth barycentre, a deck support and the middle of the deck for the ID 133 seismic action.

zione con unico elemento beam con alla base una cerniera plastica concentrata caratterizzata da un legame non lineare $M-\sigma$, non avrebbe permesso di cogliere questi aspetti.

Valutazione degli spostamenti relativi tra gli impalcati

Un importante aspetto da valutare nelle analisi sismiche condotte è l'entità degli spostamenti relativi longitudinali e trasversale che subiscono i due impalcati.

Con questa valutazione è possibile verificare l'eventualità di martellamenti tra le solette o la compatibilità degli spostamenti trasversali e longitudinali con i valori che le norme ferroviarie individuano come parametri di progetto per appoggi e coprigiunti.

Nel caso di specie considerata la presenza del traverso di testata e la notevole rigidità nel piano dell'impalcato si è ritenuto sufficiente monitorare gli spostamenti relativi tra i punti di bordo dei due impalcati (fig. 29). I risultati sono riportati in fig. 30.

Nella fig. 30 con segno negativo sono indicati gli accostamenti tra i due impalcati, con segno positivo un loro allontanamento, x è la direzione longitudinale dell'impalcato, y quella trasversale.

Gli spostamenti longitudinali sono superiori a quelli calcolati con la precedente norma adottata in progetto, ma tali da poter essere facilmente gestiti con un minimo adeguamento del varco previsto fra le solette d'impalcato. Gli spostamenti trasversali, invece, sono sostanzialmente coincidenti i valori derivati dal calcolo con la precedente norma.

8.4. Pali di fondazione

L'analisi dei pali di fondazione è uno degli aspetti peculiari di questo lavoro; l'aumento dell'intensità dell'azione sismica avutosi con l'entrata in vigore delle NTC si riflette in un deciso aumento dello stato di sollecitazione su questi elementi strutturali, che ne determina un notevole incremento di prestazioni richieste.

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dal comportamento dell'intera opera generalmente valutato esaminando la sola struttura in elevazione, alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche. Secondo il principio della gerarchia delle resistenze, per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B", il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza

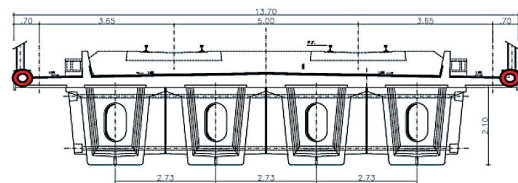


Fig. 29 – Punti fondamentali connessi al graticcio di travi. Main points relevant to the beam gridwork.

time-histories of the vertical displacement at the support, in the middle of the deck and at the plinth barycenter. It can be noted that the vertical displacement of the plinth barycenter is characteristic of an elastic behavior while both the deck support and the middle of the deck, while showing a negative displacement under vertical loads at time $t=0$, show a positive displacement (upward) under tensile condition due to pier plastic deformation.

This evaluation has been done for all seismic analyses carried out and it has allowed to finding positive confirmations, matching the results of the evaluation of the local and global ductility of the pier.

This phenomenon has been detected by the use of a model including many beam elements in the pier trunk, being the trunk itself composed of many columns; a model with a single beam element having a concentrated plastic hinge at the base, characterized by a non linear $M-\sigma$ relation, would have not allowed to detecting these aspects.

Evaluation of the relative displacements between decks

An important aspect to take into consideration in the seismic analyses here carried out is the evaluation of the longitudinal and transversal relative displacements of the two decks.

This evaluation allows to verifying the possible hammering between slabs and the compatibility of the longitudinal and transversal displacements with the values that railway standards establish as project parameters for supports and joint covers.

In this specific case, taking into consideration the presence of the head crossbar and the high stiffness in the deck plane, it has been considered sufficient to monitor the relative displacement between the edge points of the two decks (figure 29). The results are illustrated in figure 30.

Figure 30 indicates with negative sign a reduction in the distance between the two decks and with a positive sign an increase in the said distance, being x is the longitudinal direction of the deck and y the transversal direction.

Longitudinal displacements are greater than those calculated with the preceding standard adopted in the pro-

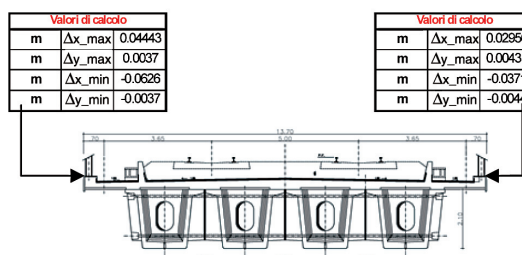


Fig. 30 – Spostamenti relativi determinati. Estimated relative displacements.

del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione sismica, deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, e comunque non maggiori di quelle derivanti da un'analisi elastica della struttura in elevazione (considerando un fattore di struttura $q=1.0$).

Da quanto sopra emerge che per il progetto della fondazione sia molto interessante l'impiego dei sistemi di protezione sismica; infatti, con la struttura a base fissa le sollecitazioni derivanti da un'analisi elastica sono maggiori delle omologhe caratteristiche di resistenza della pila, che diventano azioni di progetto per la gerarchia delle resistenze. Considerata la forma geometrica della pila, il momento resistente alla base del fusto, peraltro ulteriormente amplificato per il fattore γ_{Rd} , diventa il momento di progetto per la fondazione, sollecitazione molto onerosa per il progetto dei pali di fondazione. Adottando un sistema di isolamento, operando una sconnessione dell'impalcato dal resto della struttura, si riescono ad abbattere le sollecitazioni derivanti dall'analisi elastica, rendendole più piccole dei momenti resistenti della pila e derivandone una progettazione della fondazione molto più economica.

Nella valutazione delle sollecitazioni si è concentrata l'attenzione sia sulla media dei valori massimi e minimi ottenuti dalle varie analisi come prescritto in normativa, sia sulle singole storie temporali di carico registrate per ogni singolo palo per tutte le analisi.

In dettaglio, per ogni singola analisi e per ogni singolo palo, si è proceduto valutando la storia temporale dello sforzo normale presente in testa al palo e del momento flettente massimo associato su tutta la lunghezza del palo, registrato nello stesso istante di tempo; affinché questa associazione N-M sia congruente da un punto di vista strutturale, si è registrata anche la profondità a cui si verifica la massimizzazione del momento flettente. Come atteso, si è verificato che la sezione con momento massimo si colloca sempre all'interno della lunghezza d'inflessione del palo.

In fig. 31 si riportano i punti (N-M) rappresentativi delle storie temporali per i vari pali registrate durante l'analisi ID 133.

Questi risultati hanno permesso di considerare tutte le possibili condizioni di carico cui sono soggetti i pali di fondazione nelle singole analisi; infatti il considerare lo sforzo N massimo e il momento flettente associato o quest'ultimo massimo e lo sforzo N associato non è detto sia conservativo per la verifica di sicurezza.

Secondo quanto prescritto dalla norma si è poi proceduto a determinare, per ogni singolo palo e per le singole

analisi, le azioni da trasmettere alla fondazione. Poiché l'oggetto; they can be anyway easily managed with a minimum adjustment of the gap between the deck slabs. Transversal displacements are instead practically coincident with the values derived from the calculation according to the preceding standard.

8.4. Foundation piles

The analysis of the foundation piles is one of the peculiar aspects of this work; seismic action increase consequent to the entry into force of the NTC reflects in a considerable increase of the stress state on these structural elements, thus determining a relevant increase of the required performances.

Stresses transferred to the foundations depend on the behavior of the overall work that is evaluated by analyzing the sole elevated structure to which the static and seismic actions are applied.

According to the strength hierarchy principle, dimensioning of the foundation structure and safety verification of the foundation-ground complex for the structures designed for both CD "A" and CD "B", have to be carried out by assuming as foundation actions the strengths of the overhanging structural elements. The axial force, deriving from the seismic combination, in the vertical structural elements has to be in particular associated with the concurrent resisting value of both the bending moment and the shearing strength; these actions are anyway required to be not greater than the actions transferred from the overhanging elements and not greater than the actions deriving from an elastic analysis of the elevated structure (considering a structure factor of $q=1.0$).

The preceding considerations show that the utilization of seismic protection systems is quite interesting for the foundation design; for a fixed-base structure, stresses deriving from an elastic analysis are indeed greater than the corresponding strength characteristics of the pier, thus becoming design actions for the strength hierarchy. Taking into consideration the pier geometry, the resisting moment at the trunk base, further amplified by the factor γ_{Rd} , becomes the foundation project moment, a very onerous stress for the design of the foundation piles.

Stresses deriving from the elastic analysis can be reduced by adopting an isolating system that is by disconnecting the deck from the remaining part of the structure; stresses are then made smaller than the pier resisting moment and the foundation designing phase turns to be less expensive.

Stress evaluation focuses both on the average of the maximum and minimum values achieved in the different analyses, as required by the regulations, and on the single loading time-histories as recorded for each single pile and for all the analyses.

In particular, the time-history of both the normal strain at the head of the pile and the associated maximum

analisi, i seguenti valori:

- N massimo in testa ed M massimo su tutta la lunghezza del palo, associato in termini di istante temporale;
- N minimo in testa ed M massimo su tutta la lunghezza del palo, associato in termini di istante temporale;
- M massimo su tutta la lunghezza del palo ed N in testa al palo, associato in termini di istante temporale.

Di questi valori se n'è eseguita poi la media ottenendo i risultati graficizzati in fig. 32. Si evidenzia pertanto come nella maggior parte dei casi la verifica non sia soddisfatta a causa e di uno sforzo di trazione sollecitante i pali ($N < 0$) e di un momento flettente associato molto elevato.

9. Analisi non lineari condotte sul viadotto con adozione di isolatori LRB

La prima tipologia di isolatori implementata nel modello sono stati gli LRB. Il dispositivo adottato è caratterizzato da un diametro pari a 850 mm con uno spostamento ultimo d_u pari a 83 mm e con gli ulteriori parametri riportati in tabella 6.

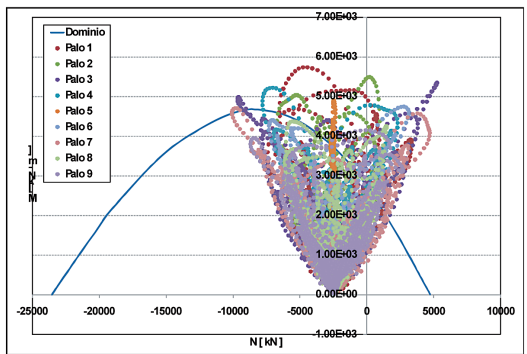


Fig. 31 – Storia temporale delle sollecitazioni N-M dei pali per l'analisi condotta ID 133. Time-histories of the N-M stresses of the foundation piles for the ID 133 analysis.

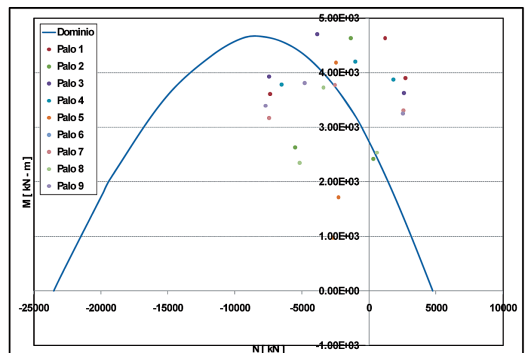


Fig. 32 – Verifica dei pali di fondazione. Verification of the foundation piles.

TABELLA 6 – TABLE 6
CARATTERISTICHE ISOLATORE SCELTO
CHARACTERISTICS OF THE CHOSEN ISOLATOR

Caratteristiche isolatore		
[kN]	F_{zd}	17040
[kN]	V	12660
[kN/mm]	K_e	3.4
[%]	x_e	27
[kN]	F_2	284
[kN]	F_1	157
[mm]	d_1	10
[mm]	d_2	83
[kN/mm]	K_v	3130
[mm]	D	850
[mm]	t	128
[mm]	h	223
[mm]	H	283
[mm]	Z	900

F_{zd} carico verticale massimo allo SLU - maximum vertical load at the SLU state; V carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma - maximum vertical load acting over the isolator in case of seismic event; x_e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente - equivalent viscous damping coefficient; F_2 forza massima allo spostamento d_2 ultimo - maximum force at the ultimate displacement d_2 ; F_1 forza al limite elastico - force at the elastic limit; d_1 spostamento al limite elastico - displacement at the elastic limit; K_v rigidità verticale - vertical stiffness, D diametro elastomero - elastomer diameter, t spessore totale gomma - overall rubber thickness, h altezza isolatore escluse piastre di ancoraggio - height of the isolator being excluded the anchor plates, H altezza totale incluse piastre di ancoraggio - overall height included the anchor plates, Z lato piastre di ancoraggio - side of the anchor plates.

bending moment all along the pile, recorded at the same time instant, has been here evaluated for each single analysis and each single pile; In order to make this N-M association coherent from a structural point of view, the depth of maximization of the bending moment has been even recorded.

As expected, the maximum moment section is turned to be always within the pile inflexion length.

Figure 31 shows the (N-M) points representing, for the different piles, the time-histories recorded during the ID 133 analysis.

These results have allowed to considering all the possible load conditions of the foundation piles in the single analyses; the consideration of the maximum strain N and the associated bending moment or the maximum bending

Altro aspetto peculiare che ha inciso nel dimensionamento di questi sistemi è la rigidità verticale; questi sistemi devono possedere una rigidità comparabile con quella degli appoggi tradizionali, valutata circa pari a $3 \cdot 10^9$ N/m. Questo si è rilevato un parametro caratterizzante la scelta del sistema, dovendosi adottare un diametro maggiore di quello necessario per consentire gli spostamenti previsti.

I dati indicati permettono la definizione del legame costitutivo bilineare caratteristico di questi sistemi, implementato nel modello in sostituzione di tutti gli appoggi fissi e unidirezionali presenti.

9.1. Risposta modale del viadotto isolato

Una prima valutazione fondamentale da farsi è relativa alla risposta modale del sistema; si riportano in tabella 7 i risultati ottenuti.

La struttura subisce una notevole elongazione del periodo del 1° modo di vibrazione (fig. 33), che diventa 2.5 volte più elevato di quello della struttura a base fissa (fig. 35). Tale elongazione si mantiene costante per tutti i periodi di vibrazione; il primo modo che coinvolge la sottostruttura è il 7° con $T=0.42$ s (fig. 34).

Questa elongazione si riflette, come discusso, in una notevole diminuzione dell'azione sismica sulla struttura, circa l'85% in meno rispetto a quella inerente alla struttura a base fissa (fig. 36). Di contro, bisogna porre molta attenzione agli spostamenti concessi da questi sistemi, soprattutto in fase di esercizio dell'infrastruttura.

9.2. Analisi allo SLU in condizione non sismiche, con la presenza delle azioni ferroviarie

In virtù di quanto riportato nel paragrafo 4.1 è necessario determinare lo spostamento che subiscono gli isolatori in presenza delle azioni ferroviarie valutate in con-

moment and the associated strain N is indeed a not sufficient condition to state that the safety verification is conservative.

According to the standard requirements, the following values have been then calculated for each single pile and for the single analyses:

- Maximum strain N at the head of the pile and maximum moment M all along the pile length at the same time instant;
- Minimum strain N at the head of the pile and maximum moment M all along the pile length at the same time instant;
- Maximum moment M all along the pile length and strain N at the head of the pile at the same time instant;

An average of the preceding values has been then calculated as illustrated in figure 32. Results show that in most cases the verification is not satisfied because of a tensile strain stressing the piles $N < 0$ and a very high associated bending moment.

9. Non-linear analyses on viaducts with adoption of LRB isolators

The first isolator typology implemented in the model was the LRB one. The adopted device is characterized by a diameter of 850 mm, an ultimate displacement d_2 of 83 mm and other parameters as in table 6.

Another peculiar aspect that has influenced the dimensioning of these systems is the vertical stiffness; these systems have to be characterized by a stiffness value that is comparable with the stiffness of the traditional supports that can be estimated equal to about $3 \cdot 10^9$ N/m. This parameter has revealed to characterize the choice of the system as a diameter greater than the necessary one has to be adopted in order to allow the planned displacements.

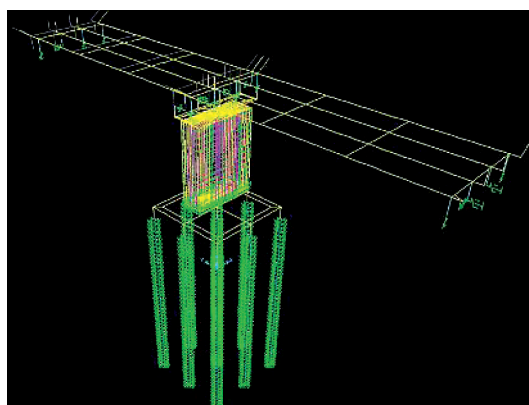


Fig. 33 – Primo modo di vibrare della struttura isolata (LRB).
First vibration mode of the isolated structure (LRB).

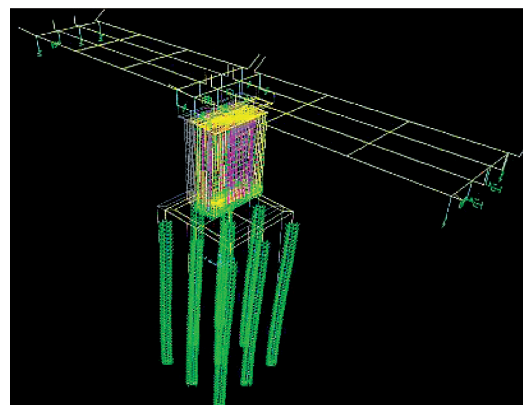


Fig. 34 – Primo modo di vibrazione della sottostruttura; il 7° complessivo. *First vibration mode of the understructure; 7th overall mode.*

TABELLA 7 – TABLE 7

RISPOSTA MODALE DEL VIADOTTO ISOLATO (LRB)
MODAL RESPONSE OF THE ISOLATED VIADUCT (LRB)

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	2.683	0.00%	29.51%	0.00%	0.00%	29.51%	0.00%
2	2.641	57.44%	0.00%	0.00%	57.44%	29.51%	0.00%
3	2.607	0.00%	0.00%	0.00%	57.44%	29.51%	0.00%
4	2.607	0.00%	27.96%	0.00%	57.44%	57.47%	0.00%
5	1.855	0.01%	0.00%	0.00%	57.45%	57.47%	0.00%
6	1.833	0.00%	0.00%	0.00%	57.45%	57.47%	0.00%
7	0.425	0.00%	32.57%	0.00%	57.45%	90.04%	0.00%
8	0.423	32.65%	0.00%	0.00%	90.10%	90.04%	0.00%
9	0.346	0.00%	0.00%	0.00%	90.10%	90.04%	0.00%
10	0.188	0.00%	0.00%	62.28%	90.10%	90.04%	62.28%
11	0.179	0.00%	0.16%	0.00%	90.10%	90.20%	62.28%
12	0.150	1.46%	0.00%	0.01%	91.55%	90.20%	62.29%

dizione non sismica allo SLU.

Dall'analisi condotta si è constatato che in queste condizioni gli appoggi subiscono uno spostamento di circa 25 cm, totalmente inadeguato con la peculiarità dell'opera in esame (fig. 37). L'entità molto elevata di questi spostamenti, oltre a causare il possibile martellamento tra le solette degli impalcati, comporta un sovraccarico della rotaia dovuto alle forze di esercizio di frenatura ed avviamento, sovraccarico che causa in questa, elemento continuo saldato, uno stato tensionale non conforme alle prescrizioni dettate dalla normativa e non compatibile con l'esercizio della linea.

9.3. Analisi non lineari condotte sul viadotto isolato a mezzo di sistemi LRB

Tenendo ben presente quanto detto nel precedente paragrafo, si è comunque voluto valutare il beneficio in condizione sismica derivante dall'introduzione di questa tipologia di isolatori. Come proceduto per l'analisi condotte sul viadotto a base fissa, si è analizzata la risposta strutturale in termini di sollecitazioni e di spostamenti, nonché di duttilità globale e locale.

9.3.1. Sistemi di appoggio

Per quanto concerne le sollecitazioni determinate sug-

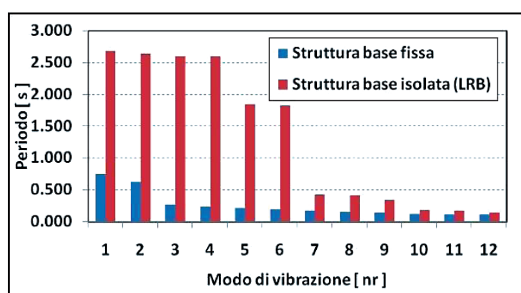


Fig. 35 – Confronto della risposta modale tra il viadotto a base fissa ed il viadotto isolato con sistemi LRB. Comparison between modal responses of the fixed base viaduct and the LRB isolated viaduct.

Indicated data allow to defining the characteristic bi-linear constitutive link of these systems, implemented in the model in replacement of all existing fixed and unidirectional supports.

9.1. Base isolated viaducts modal response

An early important evaluation to be done concerns the modal response of the system; table 7 shows the achieved results.

This structure undergoes a high elongation of the period of the 1° vibration mode (figure 33), that becomes 2.5 times greater than the fixed-base structure one. That elongation is constant for all vibration periods; the first mode involving the understructure is the 7° with T=0.42 s (figure 34).

This elongation results, as discussed, in a considerable decrease of the seismic action on the structure, about 85% less than the action relevant to the fixed base structure (figure 36). On the other side, a specific attention has to be paid on the displacements allowed by these structures, particularly in the operation phase of the infrastructure.

9.2. Bridge assessment with railway loads

According to paragraph 4.1 it is necessary to determine the isolators displacements in presence of railway stresses calculated in non seismic SLU conditions.

The carried out analysis has revealed that in these conditions the supports undergo a displacement of about 25 cm that is completely inadequate to the specific work under consideration (figure 37).

The high value of these displacements, besides causing the possible hammering between the deck slabs, determines an overload of the rail as a consequence of the operation,

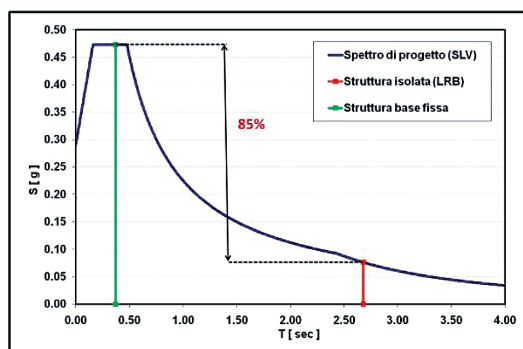


Fig. 36 – Confronto accelerazione spettrale per il primo modo di vibrazione della struttura a base fissa e quella isolata (LRB). Spectral acceleration comparison for the first vibration mode of the fixed base structure and the isolated structure (LRB).

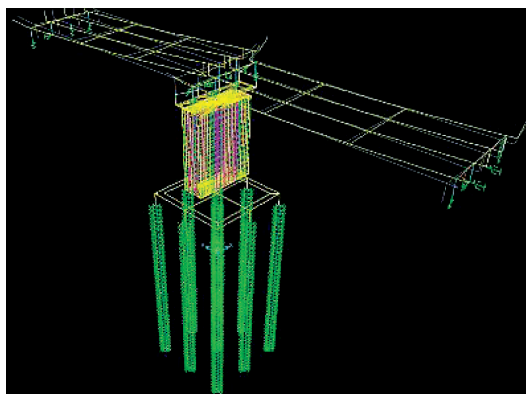


Fig. 37 – Configurazione deformata della struttura ad opera delle azioni ferroviarie valutate allo SLU. *Deformed configuration of the structure consequent to railway SLU stresses.*

li appoggi, il beneficio dato dagli isolatori è chiaramente visibile in fig. 38.

Mentre gli sforzi N restano più o meno uguali a quelli della struttura a base fissa, si ha una notevole diminuzione in termini di forza orizzontale che viene totalmente abbattuta dall'effetto di sconnessione tra sottostruttura e sovrastruttura offerto dall'isolatore.

Gli spostamenti, invece, mediamente sono pari a 10 cm. Essi dunque risultano minori rispetto a quanto determinato nell'analisi condotta con le azioni di esercizio ferroviarie allo SLU; la causa è da imputare al fatto che mentre le azioni sismiche non eccitano la massa degli impalcati, perché sconnessa totalmente a mezzo degli isolatori dalla restante struttura, le azioni ferroviarie agiscono proprio sugli impalcati e gli isolatori, per loro natura, trasmettono dette forze alla pila solo attraverso spostamenti notevoli.

9.3.2. Pila

I risultati ottenuti in termini di duttilità locale e globale, così come definite precedentemente sono riportati di seguito:

Valutazione della duttilità locale

Per quanto attiene la duttilità locale, il taglio della forza orizzontale trasmessa alla pila operata dagli isolatori è talmente netto da far sì che, sostanzialmente, in nessuna analisi, eccetto piccole escursioni per la prima e la sesta, si abbia il raggiungimento del limite elastico a trazione dei link disposti alla base della pila; ciò significa che la pila resta sempre completamente elastica alla base.

In termini di compressione inoltre i link non plasticizzano mai, raggiungendo spostamenti mediamente pari a circa l'11% di quello di plasticizzazione (fig. 39).

A confermare quanto detto si riporta in fig. 40 l'andamento del legame forza-spostamento del link analizzato precedentemente, sempre durante l'analisi ID 133. Com'è possibile vedere esso esplica un comportamento totalmente elastico e sempre compresso.

braking and starting forces that causes in the continuous welded rail a tensional state that doesn't match the standard requirements and is not compatible with line operation.

9.3. Non-linear analyses on isolated viaducts (LRB systems)

Taking into account the preceding paragraph statements, the benefit in seismic condition deriving from the introduction of this isolator typology has been anyway evaluated. As for fixed-base viaduct analysis, the structural response in terms of stresses, displacements and global and local ductility has been studied.

9.3.1. Supporting systems

As regards stresses on supports, the benefit of the isolators is shown on figure 38.

While the strains N are approximately coincident with the strains of the fixed-base structure, there is a considerable decrease of the horizontal force that is reduced to zero by the effect of disconnection between understructure and superstructure granted by the isolator.

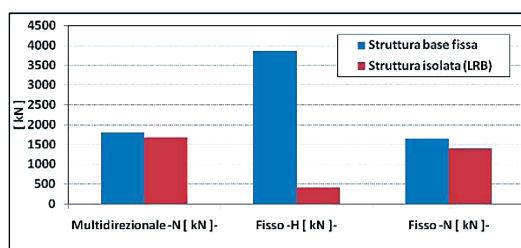


Fig. 38 – Confronto tra le sollecitazioni (SLV) degli appoggi della struttura a base fissa e della struttura isolata. *Comparison between stresses (SLV) interesting the supports of the fixed-base structure and the supports of the isolated base structure.*

Displacements are instead equal to 10 cm on average. They are then smaller than the values resulting from the analysis that has been carried out under the railway operation stresses at the SLU; this is due to the fact that while seismic stresses do not excite the mass of the decks as completely disconnected from the remaining structure by means of isolators, the railway stresses act over the decks and the isolators, according to their nature, transfer these stresses to the pier only through considerable displacements.

9.3.2. Pier

The achieved results concerning local and global ductility, as before defined, are here illustrated:

Evaluation of the local ductility

As far as the local ductility is concerned, the horizontal shear force transferred to the pier by the isolators is such that the tensile elastic limit of the links at the pier base is never reached in the analyses, with the exception

Anche da un punto di vista del comportamento globale la struttura resta in campo elastico, attingendo al 23% dello spostamento di limite elastico secondo le assunzioni illustrate precedentemente (tabella 8 e fig. 41).

Con l'introduzione di tale tipologia di isolatori il comportamento della pila in campo sismico per azioni allo SLV è di tipo elastico senza alcun impegno delle sue risorse di duttilità.

9.3.3. Spostamenti degli impalcati

Quanto discusso in termini di spostamento assoluto

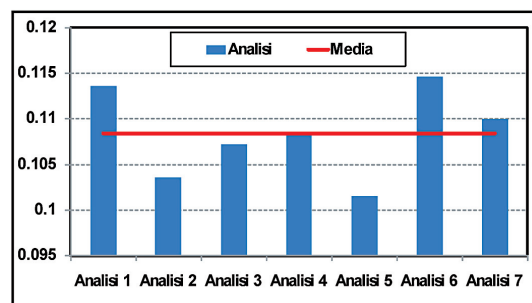


Fig. 39 – Valutazione della duttilità locale in compressione. *Evaluation of the local ductility under compression.*

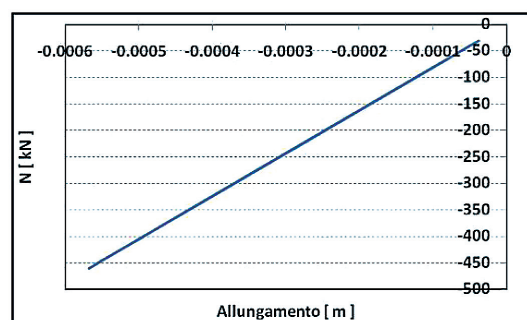


Fig. 40 – Comportamento del link d'angolo registrato durante l'analisi ID 133. *Behavior of the edge link as recorded during the analysis ID 133. Valutazione della duttilità globale*

degli isolatori vale anche in termini di spostamenti relativi tra gli impalcati che devono dunque essere congruenti con i limiti previsti dalle norme ferroviarie.

Valutazione degli spostamenti verticali

L'analisi degli spostamenti verticali degli appoggi e della mezzera degli impalcati conferma i risultati illustrati in termini di duttilità. Le storie temporali di spostamento sono infatti caratteristiche di un comportamento elastico della pila senza presentare alcuna escursione in

of small fluctuations, thus meaning that the pier is always completely elastic at the base.

As regards the compression behavior, links do never show a plastic deformation while reaching displacements of about 11%, on average, of the plastic displacement (figure 39).

In confirmation of what stated above, the force-displacement relation for the link studied during the analysis ID 133, is illustrated in figure 40. Figure shows a completely elastic behavior, always under compression condition.

Evaluation of the global ductility

From a global behavior point of view, structure remains in the elastic range, reaching the 23% of the elastic limit displacement according to the above illustrated assumptions (table 8 and figure 41).

The introduction of this isolator typology implies that the pier behavior in the seismic range for SLV stresses is an elastic behavior without any utilization of its ductility resources.

TABELLA 8 – TABLE 8

VALUTAZIONE DELLA DUTTILITÀ GLOBALE
EVALUATION OF THE GLOBAL DUCTILITY

Duttilità globale			
[/]	[/]	[/]	[/]
Analisi	μ	μ_x	μ_y
Analisi 1	0.23	0.148080381	0.2304267
Analisi 2	0.2	0.168280452	0.1995453
Analisi 3	0.19	0.144639624	0.1854084
Analisi 4	0.26	0.262328175	0.218972
Analisi 5	0.24	0.237911489	0.1455425
Analisi 6	0.28	0.127881055	0.2848318
Analisi 7	0.2	0.204247956	0.204194
Media	0.23	0.184767019	0.209846

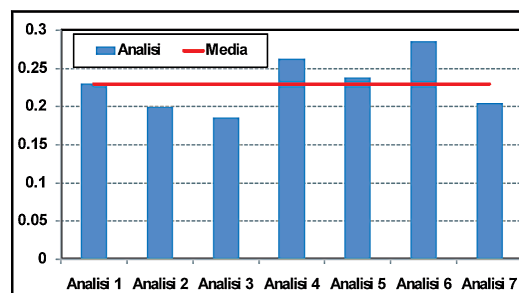


Fig. 41 – Deviazione dei valori di duttilità globale rispetto al valore medio. *Deviation of the global ductility values with respect to the average value.*

campo plastico e, quindi senza alcuna deformazione residua (fig. 42).

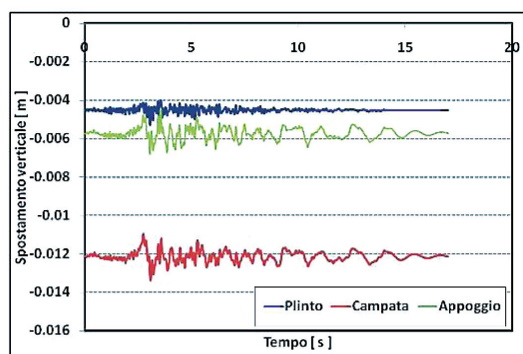


Fig. 42 – Storia temporale dello spostamento verticale del baricentro del plinto, di un appoggio e della mezzeria di un impalcato per il sisma ID 133. *Time history of the vertical displacement for the plinth barycentre, a deck support and the middle of a deck for a ID 133 seismic event*

Valutazione degli spostamenti relativi tra gli impalcati

Con riferimento alla fig. 43, dove sono illustrati i risultati ottenuti, si può affermare che, rispetto alla struttura a base fissa, lo spostamento relativo trasversale tra gli impalcati è aumentato; invece lo spostamento relativo in direzione longitudinale è di poco diminuito.

L'elevato spostamento relativo trasversale tra i due impalcati non è compatibile con la funzionalità dell'opera a causa della presenza dell'armamento ferroviario e costituisce un ulteriore elemento negativo nell'uso di tali isolatori.

9.3.4. Pali di fondazione

Analizzando le sollecitazioni agenti sui pali come discusso precedentemente in merito alle analisi condotte sulla struttura non isolata, è possibile prendere atto del grande beneficio offerto dalla introduzione degli isolatori.

Infatti, oltre a far sì che la pila resti in campo elastico durante il sisma, questi dispositivi permettono l'abbattimento delle sollecitazioni sui pali di fondazione. A riprova di ciò si riporta in fig. 44 la storia temporale delle sollecitazioni N-M dei pali per l'analisi condotta ID 133, al fine di poterne effettuare un confronto con quanto illustrato nella precedente fig. 31, ricavandone un consistente miglioramento.

In fig. 45 si riporta la verifica secondo i valori medi N-M, di cui si sottolinea l'esito largamente positivo.

10. Analisi non lineari condotte sul viadotto con adozione di isolatori steel dampers

Dopo aver individuato le criticità connesse con l'utilizzo degli isolatori LRB in ambito ferroviario che li rendono

9.3.3. Deck displacements

What discussed in terms of absolute displacement of the isolators is even valid in terms of relative displacements between decks that have to match the limits set by the railway standards.

Evaluation of the vertical displacements

The analysis of the vertical displacements of both the deck supports and the middle of the decks confirms the ductility results. The displacement time-histories are indeed characteristic of an elastic behavior of the pier without showing any plastic behavior that is any residual deformation (figure 42).

Evaluation of the relative displacements between decks

Starting from the results shown on Figure 43 it can be stated that the relative transversal displacement of decks has increased with respect to the fixed-base structure one; the relative longitudinal displacement has instead denoted a small reduction.

The high relative transversal displacement between the two decks is not compatible with the work operability and together with the railway superstructure represents a further negative element in the utilization of such isolators.

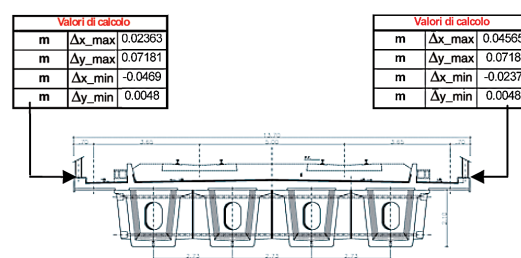


Fig. 43 – Spostamenti relativi determinati. *Calculated relative displacement.*

9.3.4. Foundation piles

The analysis of the stresses on the foundation piles, as above discussed with regard to the analysis of the not-isolated structure, allows to understanding the benefit of the introduction of the isolators.

These devices make indeed the piers to remain within the elastic range during the seismic event and allow the reduction of the stresses on the foundation piles. As a demonstration of that, figure 44 shows the time-histories of the pile N-M stresses for the ID 133 analysis in order to make a comparison with the results of figure 31. This comparison denotes a consistent improvement.

Figure 45 illustrates the verification according to the average N-M values; the verification results turn to be widely positive.

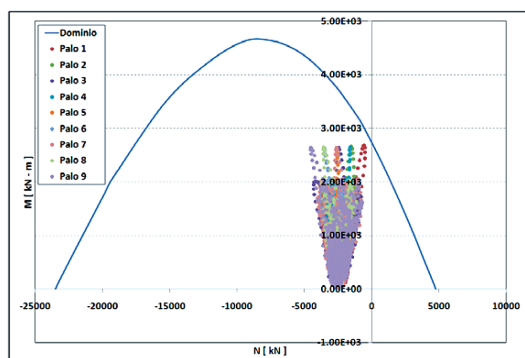


Fig. 44 – Fig. 31 – Storia temporale delle sollecitazioni N-M dei pali per l'analisi condotta ID 133. *Time-histories of the N-M stresses of the foundation piles for the ID 133 analysis.*

no, di fatto, incompatibili con le condizioni di esercizio ferroviario, si è verificata la possibilità di adottare una nuova soluzione progettuale, simulando nel modello la presenza di isolatori steel dampers. Questi dispositivi, infatti, grazie alle loro “spine a rottura definita”, permettono di trasferire i carichi orizzontali in condizione di esercizio della linea mentre, in condizione sismica, la rottura fragile repentina di tali spine “fusibili” permette l’attivazione della funzione di isolatore.

Per la condizione di esercizio tali fusibili vanno calibrati per trasmettere la forza orizzontale associata ai massimi carichi ferroviari; in alternativa, qualora lo si desidera, possono calibrarsi per una forza più alta (per esempio quella associata alla condizione sismica allo SLD).

10.1. Dimensionamento degli isolatori Steel Dampers

La procedura di dimensionamento di tali sistemi si basa sul Displacement Spectrum Method; secondo tale approccio, per il dimensionamento di questo dispositivo è necessario definire spostamento e forza ultimi.

Per prima cosa si esprime lo spettro elastico in termini di spostamento (fig. 46) caratteristico del sito; quindi inizia una procedura iterativa nella quale si definisce uno spostamento di progetto “working point” dell’isolatore (Δ_u) che, in prima battuta è stato assunto pari a 50 cm. Si definisce quindi la forza ultima (F_u) dell’isolatore, connessa al momento di snervamento della pila; tale momento è stato calcolato limitando, a vantaggio di sicurezza, la tensione di snervamento dell’armatura pari al 75% di f_{yk} .

A partire da F_u e Δ_u si ricava la rigidità secante definita come:

$$K_{sec} = \frac{F_u}{\Delta_u}$$

Quindi, definendo la massa dell’impalcato (pesi strutturali + pesi permanenti portati), si calcola il periodo di vi-

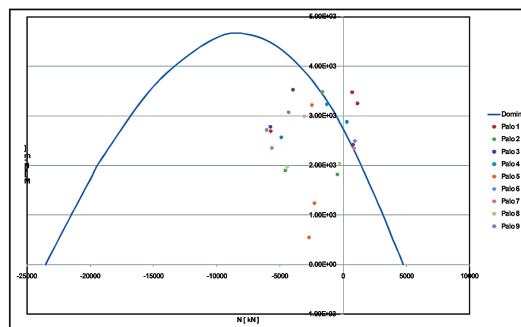


Fig. 45 – Verifica dei pali di fondazione con le sollecitazioni associate alla introduzione di isolatori di tipo LRB.

10. Non-linear analyses on viaducts (steel dampers)

After detecting the critical points regarding the utilization of the LRB isolators in the railway field, compatible with the railway operation conditions, the possible adoption of a new designing solution has been then verified by implementing a model including steel dampers isolators. These devices, thanks to their “defined rupture pins” allow to transmitting the horizontal loads in operation condition of the line while, in seismic condition, the sudden rupture of such “fuse” pins allows the activation of the isolation function.

These fuses have to be calibrated in order to transmit, in operation condition, the horizontal force associated with the maximum railway loads; in alternative these fuses can be calibrated for a higher force (for instance the force associated to the SLD seismic condition).

10.1. Dimensioning of the Steel Dampers isolators

The dimensioning procedure of such systems is based on the Displacement Spectrum Method according to which it is necessary to define the ultimate displacement and the ultimate force.

First of all the elastic spectrum is expressed in terms of characteristic displacement of the site (figure 46); an iterative procedure therefore begins with the definition of a project displacement of the isolator “working point” (Δ_u) that is initially set to 50 cm. The ultimate force (F_u) of the isolator, linked to the yield moment of the pier, is then defined; that moment has been calculated by limiting, in favour of safety, the yield strength of the reinforcement at the 75% of f_{yk} .

Starting from F_u and Δ_u , the secant stiffness is here defined as:

$$K_{sec} = \frac{F_u}{\Delta_u}$$

Therefore, the definition of the deck mass (structural

brazione dell'impalcato isolato a mezzo della formula:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{sec}}}$$

Entrando nello spettro degli spostamenti con questo periodo si confronta lo spostamento che ne deriva con quello posto all'inizio; qualora i due valori siano uguali l'iterazione ha termine, altrimenti si procede nuovamente con i medesimi passaggi precedenti assumendo come "working point" lo spostamento calcolato a mezzo dello spettro degli spostamenti.

Questa procedura iterativa ha permesso così di ricavare forza e spostamento ultimi in base ai quali definire anche i parametri di snervamento; si ha dunque:

$$\begin{aligned}\Delta_y &= 15 \text{ mm} \\ F_y &= 1300 \text{ kN} \\ \Delta_u &= 110 \text{ mm} \\ F_u &= 1650 \text{ kN}\end{aligned}$$

10.2. Risposta modale del viadotto isolato

Primo aspetto fondamentale è valutare il comportamento modale della struttura; l'analisi ha pertanto condotto ai risultati riportati in tabella 9.

La struttura subisce un'elongazione di periodo notevole, $T_1 = 1.40$ s anche se, tuttavia, di molto inferiore (48%) rispetto a quella subita a valle dell'introduzione di isolatori LRB (fig. 47). Questo aspetto è dovuto alla maggiore rigidità degli isolatori steel dampers.

Il primo modo che coinvolge la sottostruttura è il settimo con un periodo pari a 0.39 s.

Quanto detto determina una domanda sismica maggiore rispetto al caso di introduzione degli isolatori LRB (fig. 48).

10.3. Valutazione prestazionale dell'opera in termini di caratteristiche delle sollecitazioni e spostamenti

A valle di quanto specificato circa la condizione di esercizio della linea con carichi ferroviari valutati in condizione di SLU, si è proceduto alla valutazione degli effetti strutturali in termini di sollecitazioni e spostamenti derivanti dalle analisi dinamiche non lineari condotte sul viadotto isolato.

10.3.1. Sistemi di appoggio

Quanto evidenziato nell'analisi della risposta modale del sistema è chiaramente visibile in fig. 49 circa lo stato di sollecitazione degli appoggi.

Infatti, causa la maggiore rigidità degli isolatori steel dampers, questi abbattano la forza orizzontale trasmessa, ma non allo stesso livello degli LRB (differenza pari circa al 60%).

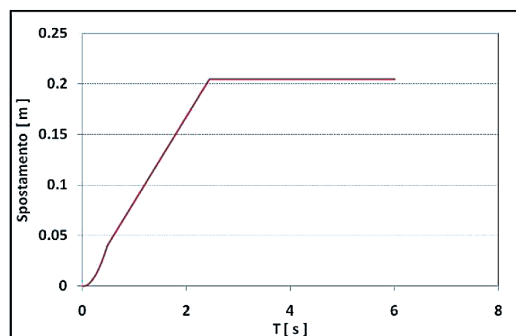


Fig. 46 – Spettro in spostamento per il sito in esame.
Displacement spectrum for the site under consideration.

weights + permanent borne weights) allows to calculating the vibration period of the isolated deck by means of the following formula:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{sec}}}$$

As regards the spectrum of the displacements with this period, a comparison is done between the relevant displacement and the displacement set at the beginning; in case the two values are equal the iteration stops otherwise the procedure keeps on following the same preceding steps and assuming as "working point" the displacement resulting from the displacement spectrum method.

This procedure has then allowed to calculating the ultimate force and the ultimate displacement on which defining the yield parameters; results are here proposed:

$$\begin{aligned}\Delta_y &= 15 \text{ mm} \\ F_y &= 1300 \text{ kN} \\ \Delta_u &= 110 \text{ mm} \\ F_u &= 1650 \text{ kN}\end{aligned}$$

10.2. Base isolated viaduct modal response

First main aspect is the evaluation of the modal behavior of the structure; the relevant analysis has led to the results of table 9.

The structure undergoes a high period elongation, $T_1 = 1.40$ s, that is anyway quite smaller (48%) than the elongation consequent to the introduction of LRB (figure 47) isolators. This aspect is due to the higher stiffness of the steel dampers.

The first mode involving the understructure is the 7th mode that has a period of 0.39 s.

This determines a higher seismic demand with respect to the case of utilization of the LRB isolators (figure 48).

TABELLA 9 - TABLE 9 10.3. Base isolated bridge assessment

RISPOSTA MODALE DEL VIADOTTO ISOLATO (STEEL DAMPERS)
MODAL RESPONSE OF THE ISOLATED VIADUCT
(STEEL DAMPERS)

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1.403	0.00%	34.93%	0.00%	0.00%	34.93%	0.00%
2	1.322	62.90%	0.00%	0.00%	62.90%	34.93%	0.00%
3	1.243	0.00%	0.02%	0.00%	62.90%	34.95%	0.00%
4	1.243	0.00%	27.96%	0.00%	62.90%	62.91%	0.00%
5	0.916	0.22%	0.00%	0.00%	63.12%	62.91%	0.00%
6	0.874	0.00%	0.00%	0.00%	63.12%	62.91%	0.00%
7	0.392	0.00%	26.92%	0.00%	63.12%	89.83%	0.00%
8	0.388	26.74%	0.00%	0.00%	89.86%	89.83%	0.00%
9	0.296	0.00%	0.00%	0.00%	89.86%	89.83%	0.00%
10	0.188	0.00%	0.00%	62.29%	89.86%	89.83%	62.29%
11	0.178	0.00%	0.09%	0.01%	89.86%	89.92%	62.30%
12	0.147	1.29%	0.00%	0.01%	91.15%	89.92%	62.31%

Di contro diminuisce lo spostamento massimo che risulta mediamente pari a 8 cm, compatibile con lo spostamento di progetto adottato ed inferiore ai 10 cm concessi dagli isolatori LRB.

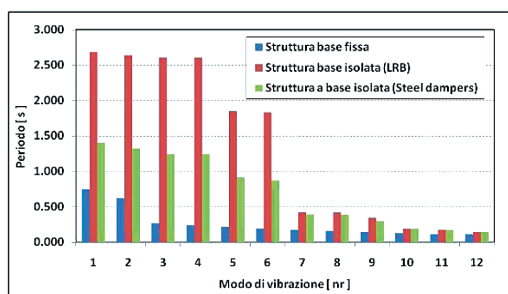


Fig. 47 – Confronto risposta modale tra il viadotto a base fissa e quello isolato a mezzo dei due sistemi LRB e steel dampers. Comparison between modal responses for the fixed-base viaduct, the LRB isolated viaduct and the steel dampers isolated viaduct.

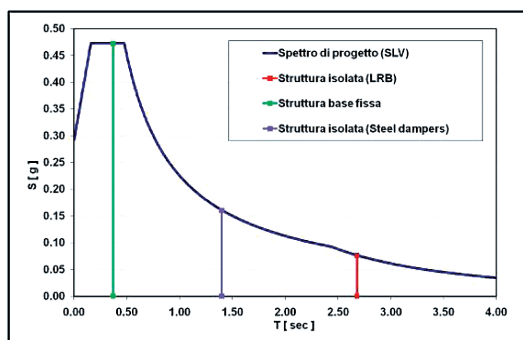


Fig. 48 – Confronto tra le domande in accelerazione sullo spettro di progetto tra il viadotto a base fissa e quello isolato a mezzo dei due sistemi LRB e steel dampers. Comparison between acceleration demands in the project spectrum for the fixed-base viaduct, the LRB isolated viaduct and the steel dampers viaduct.

Following to the specifications of the operation conditions of the line, being the railway loads evaluated in SLU conditions, a specific evaluation has been done to determine the structural effects in terms of stresses and displacements deriving from the non linear dynamic analyses of the isolated viaduct.

10.3.1. Supporting systems

As regards the stress state of the supports, figure 49 shows the results of the system modal response.

The steel dampers isolators, thanks to their higher stiffness, allow to reducing the transmitted horizontal force; this reduction is not anyway as high as in the case of LRB isolators (the difference is about 60%).

On the other hand there is a reduction of the maximum displacement that is on average about 8 cm, compatible with the adopted project displacement and smaller than the value of 10 cm allowed by the LRB isolators.

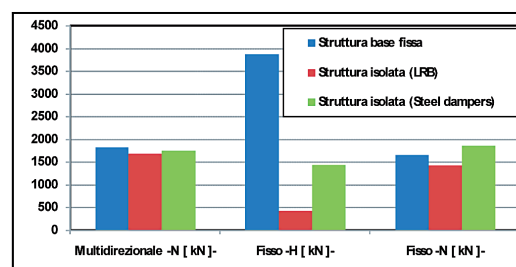


Fig. 49 – Confronto tra le sollecitazioni sugli appoggi del viadotto a base fissa e quello isolato a mezzo dei due sistemi LRB e steel dampers. Comparison between stresses at the supports for the fixed-base viaduct, the LRB isolated viaduct and the steel dampers isolated viaduct.

10.3.2. Pier

An evaluation of the local and global ductility of the pier is here carried out.

Evaluation of local ductility

As far as local ductility is concerned, links do never become plastic both in the tensile phase and in the compression phase as the maximum force of the isolators has been set equal to the yield moment at the pier base.

In this regard figures 50 and 51 show the average value of the ratio between the maximum obtained displacement and the yield displacement of the links. They moreover show the analysis dispersion with respect to that value.

Evaluation of the global ductility

As regards the global ductility evaluation, it can be observed that the pier is always in the elastic field for all the

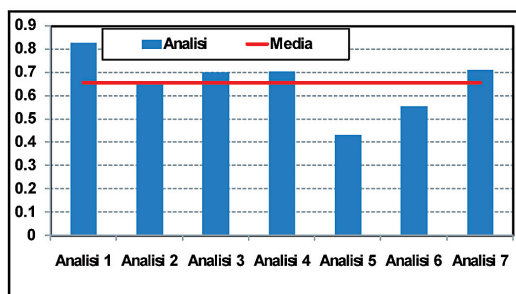


Fig. 50 - Valutazione dello spostamento massimo in rapporto a quello di snervamento (fase di trazione). *Evaluation of the maximum displacement with respect to the yield displacement (tensile phase).*

10.3.2. Pila

Si esegue una valutazione circa la duttilità locale e globale esplicita dalla pila.

Valutazione della duttilità locale

Per quanto attiene la duttilità locale, essendo stata impostata la forza massima degli isolatori sul valore del momento di snervamento alla base della pila, i link non plastizzano mai, sia in fase di trazione che di compressione.

A riguardo si vedano le figg. 50-51 che mostrano il valore medio del rapporto tra lo spostamento massimo raggiunto e lo spostamento di snervamento dei link, nonché la dispersione delle singole analisi rispetto tale valore.

Valutazione della duttilità globale

Da un punto di vista di valutazione globale della duttilità, la pila resta sempre in campo elastico in tutte le analisi condotte, mostrando mediamente un valore dello spostamento massimo pari al 70% di quello di limite elastico (fig. 52).

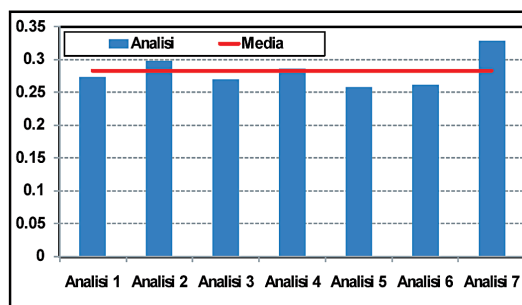


Fig. 51 - Valutazione dello spostamento massimo in rapporto a quello di snervamento (fase di compressione). *Evaluation of the maximum displacement with respect to the yield displacement (compression phase).*

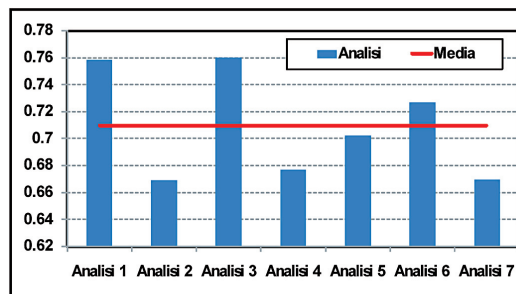


Fig. 52 - Deviazione dei valori di spostamento massimo globale in rapporto a quello di snervamento rispetto il valore medio. *Deviation from the average value of the ratio between global maximum displacement and yield displacement.*

analyses carried out and the average value of its maximum displacement is equal to the 70% of the elastic limit value (figure 52).

10.3.3. Deck displacement

In analogy to the previous analyses, the horizontal and vertical relative displacements of decks are here evaluated. *Evaluation of the vertical displacements*

The analysis of the vertical displacements has revealed an important behavior of the pier; while the links don't show plastic deformations, the section at the base remaining always in the elastic range, the recorded vertical displacements (figure 53) show small residual tensile deformations.

This phenomenon is not connected to the plastic deformation of the pier but rather to the pier cracking that is read by the program as a stiffness variation of the implemented constitutive link. The residual displacements are indeed quite small, around 3 mm.

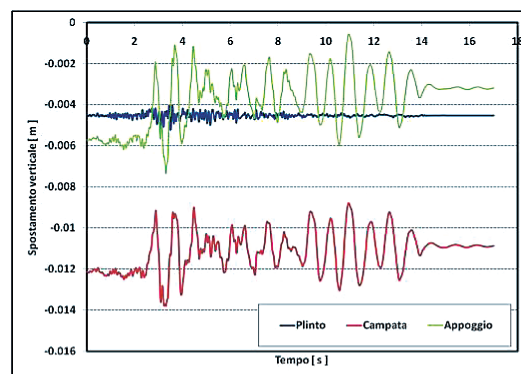


Fig. 53 - RegISTRAZIONI temporali degli spostamenti verticali del baricentro del plinto, di un appoggio e della mezzeria di un impalcato. *Time recordings of the vertical displacements for the plinth barycentre, a deck support and the middle of a deck.*

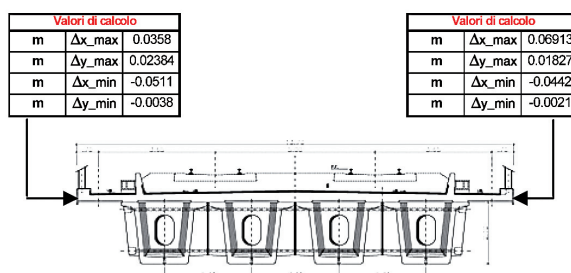


Fig. 54 – Spostamenti relativi longitudinali e trasversali tra i due impalcati. *Relative longitudinal and transversal displacements between the two decks.*

10.3.3. Spostamenti degli impalcati

In analogia alle analisi precedentemente condotte si è proceduto alla valutazione degli spostamenti verticali e orizzontali relativi degli impalcati.

Valutazione degli spostamenti verticali

Dall'analisi condotta sugli spostamenti verticali è emerso un aspetto importante circa il comportamento della pila; infatti, sebbene come visto prima i link non plasticizzano per cui la sezione alla base resta sempre in campo elastico, gli spostamenti verticali registrati (fig. 53) mostrano la presenza di modeste deformazioni residue a trazione.

Questo fenomeno non è da collegarsi alla plasticizzazione della pila, ma bensì alla fessurazione della stessa, letta dal programma come variazione di rigidità del legame costitutivo implementato. Difatti gli spostamenti residui sono molto piccoli, nell'ordine dei 3 mm.

Valutazione degli spostamenti relativi

Per quanto concerne gli spostamenti relativi tra gli impalcati si registra, rispetto i valori della struttura a base fissa, un netto aumento degli spostamenti relativi trasversali, soprattutto in termini di allontanamento ed una leggera diminuzione in direzione longitudinale.

10.3.4. Pali di fondazione

Sebbene l'introduzione degli isolatori abbia portato a risultati chiaramente molto positivi da un punto di vista di comportamento della pila in fase sismica, per quanto concerne i pali di fondazione i risultati ottenuti in termini di sollecitazioni vanno opportunamente interpretati.

A differenza dell'utilizzo degli isolatori LRB, infatti, sia in termini di registrazioni temporali di sforzo N-M dei pali per le singole analisi (fig. 55) che di verifica dei valori sollecitazionali medi (fig. 56), la verifica non risulta sempre soddisfatta. Tuttavia questo risultato può essere considerato positivo in quanto il superamento del dominio è molto piccolo; basta, aggiungere un registro interno di armatura per ottenere il soddisfacimento della verifica. In tal modo, l'introduzione degli steel dampers, ha per-

Evaluation of the relative displacements

As regards the relative displacements between decks, it has been recorded an evident increase in the relative vertical displacements with respect to the values of the fixed base structure, particularly in terms of deck separation, and a small decrease in the longitudinal direction.

10.3.4. Foundation piles

Although the introduction of the isolators has given clearly positive results concerning the seismic behavior of the pier, the results regarding stresses of the foundation piles have to be properly interpreted.

Unlike the case of the LRB isolators, the verification is indeed not always positive both in terms of time-recordings of the foundation pile N-M strains for the single analyses and in terms of verification of the average stress values.

This result can anyway be considered positive as the limit overcoming is quite small; it would be sufficient to add an inner armature in order to have the verification satisfied. The introduction of the steel dampers has then

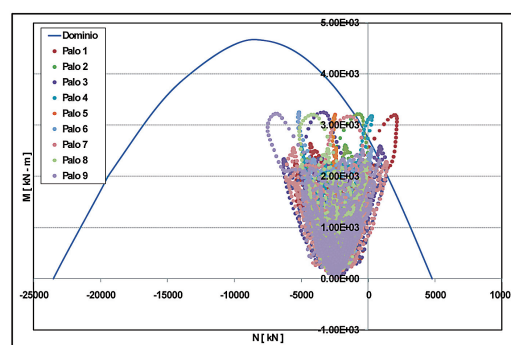


Fig. 55 – Storie temporali di sollecitazione N-M per i pali di fondazione condotte per l'analisi ID 133. *Time-histories of N-M stresses for foundation piles, carried out for ID 133 analysis.*

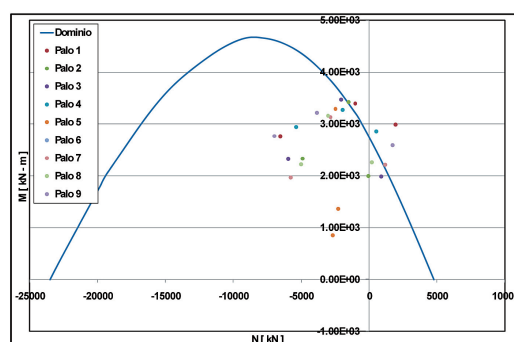


Fig. 56 – Verifica dei pali di fondazione. *Verification of the foundation piles.*

messo comunque di non modificare l'assetto progettuale delle fondazioni.

11. Conclusioni

Dal lavoro illustrato in questo articolo possono trarsi le seguenti conclusioni:

- 1) La valutazione dello "stato di fatto" secondo il nuovo D.M. 14.1.2008, ha messo in evidenza la plasticizzazione della pila nella sezione di base; il parametro di duttilità "globale" evinto in termini di spostamento del testa pila è conforme ai fattori di struttura dettati dalla norma per ponti ferroviari in condizioni di bassa duttilità (CD"B"). In termini di spostamenti gli appoggi multidirezionali presentano escursioni non compatibili con i valori assunti in progetto; gli spostamenti relativi tra le campate in senso longitudinale sono compatibili con l'ampiezza dei varchi e l'escursione dei copri-giunto di progetto, mentre invece ci sono problemi sugli spostamenti relativi trasversali. La verifica strutturale dei pali di fondazione risulta largamente insoddisfatta, rendendo inadeguata la fondazione attuale. A tale riguardo è da evidenziare che nell'ambito del lavoro della Commissione di Monitoraggio delle Norme Tecniche delle Costruzioni istituita presso il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti è stata portata all'attenzione dei Membri l'opportunità di rendere ancor più esplicita a livello di testo normativo la possibilità di considerare un coefficiente di struttura pari a 1.5 – che comporterebbe una diminuzione delle forze sismiche di progetto – nella progettazione delle strutture di fondazione, previa l'adozione di particolari provvedimenti e dettagli costruttivi nella realizzazione dei pali e dei plintri di fondazione. Ciò consentirebbe di limitare l'impatto dell'applicazione delle nuove norme tecniche sulle strutture di fondazione delle infrastrutture ferroviarie che, peraltro, nei passati eventi sismici non hanno subito danni di rilievo.
- 2) Come atteso, l'adozione degli isolatori LRB pur molto efficiente sotto il profilo sismico (comportamento elastico della pila e della fondazione sotto l'azione sismica distruttiva allo SLV) si è dimostrata non idonea da un punto di vista funzionale dell'opera; infatti gli spostamenti concessi da questi sistemi, in presenza delle azioni ferroviarie in condizione di esercizio, non sono compatibili con il regolare funzionamento dell'opera. Ciò è dovuto alla notevole vulnerabilità dell'armamento ferroviario agli spostamenti relativi tra gli impalcati e tra questi e le spalle.
- 3) Gli isolatori steel dampers, grazie alla presenza di speciali elementi di connessione interna che trasmettono il carico orizzontale impedendone lo spostamento sino a una predefinita soglia, permettono di rispettare i limiti imposti dalle normative ferroviarie in condizioni di esercizio della linea. L'adozione di

allowed to keeping unchanged the project foundation arrangement.

11. Conclusions

The following conclusions concerning the work illustrated in this paper can be here drawn.

- 1) The evaluation of the "state of the art" according to the D.M. 14.1.2008, has shown the plastic deformation of the pier at the base section; the global ductility parameter, deduced in terms of displacement of the head of the pier, is in compliance with the structure factors defined by the standard regarding railway bridge in low ductility conditions (CD"B"). In terms of displacements, the multidirectional supports denote excursions that are not compatible with the project values; the span relative displacements in the longitudinal direction are compatible with both the size of the gaps and the excursion of the design joint-covers, while there are problems in the relative transversal displacements. The structural verification of the foundation piles is widely negative, making unfit the present foundation. In this regard it has to be underlined that in the context of the works of the Commission for Supervision of the Construction Technical Standards of the Infrastructural and Transport Minister, the commission members have discussed about the opportunity to make even more explicit, in terms of normative test, the possibility to consider a structure coefficient of 1.5 in the design of the foundation structures. This would determine a decrease in the design seismic forces and would require the adoption of particular measures and details in the construction of piles and foundation plinths. This would allow to limiting the impact of the application of the new technical standards on the foundations of the railway infrastructures that moreover in the past seismic events didn't show any important damage.
- 2) As expected, even though the adoption of LRB isolators is quite efficient from a seismic point of view (elastic behavior of pier and foundation under SLV disruptive seismic action) it proved to be unfit from the operation point of view; displacements allowed by these systems, for railway actions under operation conditions, are indeed not compatible with the regular operation of the work. This is due to the high vulnerability of the railway superstructure to deck-to-deck and deck-to-abutment relative displacements.
- 3) The steel dampers isolators, thanks to the presence of special internal connection elements that transfer the horizontal load thus preventing any displacement till a preset threshold, allow to matching the limits set by the railway regulations in operation conditions of the line. The adoption of these systems in the limit state of life safety (SLV) verifications has allowed to rea-

questi sistemi, nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), ha consentito di centrare l'obiettivo di mantenere la pila e gli impalcati in campo elastico e di concentrare tutti i danni negli isolatori, elementi sui quali si può facilmente intervenire. Infatti, la pila ha mostrato comportamento prettamente elastico in tutte le analisi non lineari svolte, senza attingere in alcun modo alle sue riserve di duttilità. Coerentemente, le sollecitazioni attinenti i pali di fondazione, in termini di valori massimi e minimi, sono di molto diminuite rispetto alla situazione originaria senza isolamento; questo comporta un indubbio beneficio in termini economici nel progetto di questi sistemi strutturali. Gli spostamenti determinati sono coerenti con le capacità di escursione degli apparecchi di appoggio e con lo spostamento di progetto degli isolatori, nonché con l'ampiezza dei varchi presenti fra i giunti di impalcato (assenza di martellamento).

Inoltre, per quanto attiene la periodicità con cui effettuare la manutenzione di tali dispositivi sismici, essendo questi costituiti da un apparecchio d'appoggio congiunto ad elementi di acciaio, dissipatori e fusibili, essa non si discosta molto da quella inerente gli attuali appoggi utilizzati in ambito ferroviario, divenendone ulteriore punto di forza per il loro utilizzo.

I risultati del lavoro svolto portano dunque a ritenere interessante l'adozione della strategia dell'isolamento sismico anche nell'ambito delle infrastrutture ferroviarie, soprattutto a seguito dell'entrata in vigore delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Linee di sviluppo futuro di questo lavoro possono vedersi nella definizione di sistemi di isolamento ottimali per le diverse tipologie di ponte/viadotto ferroviario e per diversi livelli di sismicità del sito. L'individuazione di tale sistemi ottimali dovrà consentire di garantire le prestazioni attese nei confronti del sisma distruttivo (SLV) garantendo, al contempo, il rispetto dei limiti di spostamento per le azioni sismiche allo stato limite di danno (SLD), al fine di scongiurare a fronte di eventi sismici frequenti effetti negativi sull'ordinario esercizio della linea.

Ulteriori elementi di approfondimento possono derivare dal portare in conto la presenza dell'armamento ferroviario non solo come "massa" aggiunta ma come elemento di accoppiamento degli elementi strutturali, al fine di valutarne l'incidenza sul comportamento strutturale dell'opera.

Concludendo, è opportuno evidenziare come grande interesse nel settore antisismico delle infrastrutture ferroviarie può derivare dallo sfruttamento delle notevolissime potenzialità offerte dall'universo tecnologico, di cui anche l'infrastruttura ferroviaria è ricca. Infatti, anche in analogia a iniziative presenti all'estero, è possibile pensare di implementare un sistema di protezione sismica (sistemi di early warning) che all'atto dell'evento e negli immediati istanti successivi, possa permettere al treno di fermarsi rapidamente e non raggiungere un tratto di linea colpito da un evento sismico che lo abbia potuto danneggiare.

ching the aim to keep piers and foundations within the elastic range and to concentrate all damages in the isolators that are elements on which is easy to intervene. Piers have indeed shown a typically elastic behavior in all the non-linear analyses carried out, without making use of their ductility reserve. Stresses regarding the foundation piles, in terms of maximum and minimum values, are considerably decreased with respect to the initial situation without isolation, thus implying a real economic benefit in the design of these structural systems. The calculated displacements are coherent with both the excursion capacity of the supporting equipment and the design displacements of the isolators; they are even coherent with the size of the gaps in the deck joints (absence of hammering).

Moreover the frequency of the maintenance activities regarding such seismic devices is not so much different from the maintenance frequency characterizing the supports presently used in the railway field, as these devices are composed of supporting equipment jointed to steel elements, dissipators and fuses. That is a further positive aspect of their possible use.

The achieved results bring to consider quite interesting the adoption of the seismic isolation strategy even in the context of the railway infrastructures, particularly after the issue of the new Technical Standards for Constructions.

The possible future developments of the present work can be found in the definition of optimum isolation systems for different railway bridge/viaduct typologies and different seismic levels of the site.

The detection of such optimum systems will have to grant the expected performances with regard to the disruptive seismic event (SLV) while ensuring the respect of the displacement limits for the seismic events at the Damage Limit State (SLD), in order to avoid negative effects on the normal operation of the line following to frequent seismic events.

Further deepening elements can result from the consideration of the railway superstructure not only as an added "mass" but even as a coupling element of the structural elements, in order to evaluate its influence on the structural behavior of the work.

It can be finally noted that a great interest in the railway infrastructure anti-seismic field could result from the use of the huge potentialities of the technological world. In analogy to specific enterprises in foreigner countries it could be possible to implement a seismic protection system (early warning systems) that is able to allow an immediate train stop at the moment of the seismic event or in the subsequent moments, thus preventing the train from reaching the line section that has been interested by a seismic event and eventually damaged by it.

BIBLIOGRAFIA - REFERENCE

- [1] J.J. BOMMER, A.B. ACEVEDO (2004), "The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, Special Issue 1 pagg. 43-91, Imperial College Press.
- [2] M.G. CASTELLANO, A. CESTAROLLO (1999), "Seismic Isolation of the Jamuna Multipurpose Bridge", Earthquake Resistant Engineering Structures, Proc. of 2nd International Symposium on Earthquake Resistant Engineering Structures, Catania, 1999 pagg. 647-656.
- [3] CEB-FIP MODEL CODE 90 (1993), Bulletin d'information N° 213/214, pagg. 33-82
- [4] CEN, European Committee for Standardisation (2003), "Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 2: Bridges", PrEN1998-1.
- [5] A.K. CHOPRA (2000), "Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering", Second edition, Prentice Hall.
- [6] Computer and Structures (2008), "SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", Csi, Berkeley, California.
- [7] B. DEL PRINCIPE (2008), "Analisi delle prestazioni dei viadotti ferroviari con impiego di isolamento sismico", Tesi di Laurea Specialistica in Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Relatore: Prof. Ing. E. COSENZA, Correlatori: Ing. A. PROTA, Ing. L. DI SARNO, Ing. L. EVANGELISTA, Ing. F. SACCHI, Università Federico II, Napoli.
- [8] L. DI SARNO, E. COSENZA, M.R. PECCE (2007), "Application of base isolation to a large hospital in Naples, Italy", 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Instabul, Turkey, May 27-30, 2007.
- [9] L. EVANGELISTA et al. (2003), "Simply supported prestressed concrete deck for high speed railway bridges", IABSE SYMPOSIUM 2003 "Structures for high-speed railway transportation", Antwerp, Belgium, August 2003.
- [10] Fib Bulletin N° 39 (2007), "Seismic bridges design and retrofit – structural solutions", State-of-art report.
- [11] G. GAZETAS (1991), "Foundation Vibrations", Foundation Engineering Handbook 2nd Edition, Fang H.Y., Van Nostrand Reinhold, Buffalo.
- [12] S. INFANTI, T. TSIKNIAS, M.G. CASTELLANO, F. TOMASELLI (2006), "Viscous Dampers: Recent Major Applications in European Bridges", 6th World Congress on Joints, Bearings and Seismic System for Concrete Structures, Halifax, Nova Scotia, Canada, September 17-21, 2006.
- [13] I. IERVOLINO, G. MADDALONI, E. COSENZA (2008), "A note on selection of time-histories for seismic analysis of bridges in Eurocode 8", in fase di revisione per "Journal of Earthquake Engineering".
- [14] Min. LL. PP., DM 14 gennaio, (2008a), "Norme tecniche per le Costruzioni", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29.
- [15] Min. LL. PP., (2008b), "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle costruzioni", Ministero delle Infrastrutture.
- [16] R.L. MAYES, "Seminar Notes on the Seismic Isolation of Bridges", Dynamic Isolation System, Berkeley, California, 1993.
- [17] C. OLIVEIRA, H. IEMURA, M. IKEDA, A. TOYOOKA, T. KAWAMURA (2001), "Buckling and Yielding Trigger Devices for Seismically Isolated Railway Bridges".
- [18] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 e successive modifiche ed integrazioni, "Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti".
- [19] D. PIETRA, G.M. CALVI, R. PINHO (2008), "Displacement-Based Seismic Design of Isolated Bridges", Research Report No. ROSE-2008/1, IUSS Press, Pavia.
- [20] M.J.N. PRIESTLEY, F. SEIBLE, G.M. CALVI (1996), "Seismic design and retrofit of bridges", John Wiley & Sons Inc., New York.
- [21] F. TOMASELLI et al. (2004), "Protezione sismica di ponti mediante dissipatori in acciaio isteretico: applicazione sulla linea ferroviaria venezuelana", Atti dell'XI Congresso Nazionale ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia", Genova, Italia, 25-29 Gennaio 2004.
- [22] G. TRAINI, M. DELLA VEDOVA et al. (2006), "High-speed Railway Prestressed Concrete Bridge", F.I.B. 2° International fib Congress NAPLES, 5/8 June 2006.

Sommaire

TECHNIQUES ANTISISMQUES DANS LE PROJET D'UN VIADUC FERROVIAIRE, AVEC MENTION PARTICULIÈRE DE L'ADOPTION POSSIBLE DES SYSTÈMES D'ISOLATION/DISSIPATION.

Dans ce mémoire on évalue les effets liés à l'adoption d'isolateurs sismiques dans les viaducs ferroviaires, en se référant au viaduc « Cintura » (situé dans la partie de pénétration urbaine de la ville de Bologne de la ligne AV/AC Milan-Bologne), représentatif des typologies structurelles les plus diffusées dans le réseau ferroviaire pour la haute vitesse et conçu selon le Décret Ministériel du 1996 et la Directive Ferroviaire 44B pour les zones sismiques de deuxième catégorie.

Les évaluations ont été réalisées en appliquant les nouvelles Normes Techniques pour les Constructions (NTC), et grâce à des analyses dynamiques linéaires et non linéaires. On décrit les résultats obtenus suivant deux différentes hypothèses de projet : dans la première hypothèse on utilise des isolateurs élasto métriques avec noyaux en plomb (Lead Rubber Bearings – LRB), alors que dans la deuxième il s'agit d'isolateurs hystériques et métalliques (Steel Dampers). Les résultats obtenus montrent que les NTC déterminent des conditions de vérification plus sévères sur certains éléments structurels, comme par exemple les fondations et les appuis.

L'étude a mis en évidence que la stratégie d'isolation sismique peut avoir des bonnes potentialités de succès aussi pour les viaducs ferroviaires, à condition d'associer à un comportement sismique efficace aussi la garantie d'un comportement adéquat en conditions non sismique pour les actions associées à l'utilisation ferroviaire.

Zusammenfassung

SEISMISCHE PLANUNG VON EISENBAHNVIADUKTEN UNTER BEZIEHUNG AUF DIE VERWENDUNG VON ISOLIER- ODER ENERGIEUMWANDELNDEN VORRICHTUNGEN.

Es werden die Ergebnisse der Verwendung von seismischen Isoliervorrichtungen in den Eisenbahnviadukten erforscht. Als Beispiel gilt es der Viadukt "Cintura", der typisch ist an die verschiedenen Lösungen von Viadukten der italienischen NBS Bologna-Mailand, die nach den jüngsten Richtlinien und Regeln, NTC benannt, realisiert wurden.

Die Bewertungen folgen auf Grund von dynamischen linearen und nichtlinearen Analysen. Zwei Lösungen werden in Kauf genommen: in der eine wurden Isoliervorrichtungen angewandt, die aus Bleikerne und Kunststoff-elastischen Elementen bestanden; in der zweiten wurden metallisch-hysteretische Isoliervorrichtungen angewandt.

Die Ergebnisse klarmachen dass die neue NTC Normen schwierigeren Nachprüfungszustanden bestimmen, besonders für Fundamenten und Stützlagern. Ebenfalls schauen die Ergebnisse dieses Studiums dass die seismische Isolierung von Eisenbahnviadukten guten Erfolgsaussichten hat nur wenn das wirkungsvolle seismische Benehm mit angemessenen guten Benehm in nicht seismischen Zuständen verbunden ist, die typisch an Eisenbahnbetrieb sind.