

論文 サイト増幅特性を考慮した設計地震動を用いた 新幹線構造物の試設計

加藤 積希¹・朝長 光²・石川 太郎³・青柳 広樹⁴・坂井 公俊⁵

¹正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 北海道新幹線建設局 工事第二課
(〒060-0002 札幌市中央区北二条西一丁目1番地(マルイト札幌ビル))

E-mail: kato.tsu-wv26@jrtr.go.jp

²正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 設計第一課

E-mail: tomonaga.hik-5r2i@jrtr.go.jp

³正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 北海道新幹線建設局 技術管理第一課

E-mail: ishihawa.tar-65ba@jrtr.go.jp

⁴非会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 関東甲信工務局 工事第二課

E-mail: hir.aoyagi@jrtr.go.jp

⁵正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター

E-mail: sakai.kimitoshi.36@rtri.or.jp

北海道新幹線(新函館北斗・札幌間)の沿線には、深部の地盤構造により地震動の著しい増幅が想定される地域が複数存在しており、それらの地域では地震動の増幅(以下、基盤サイト増幅特性)の影響を考慮したL2地震動を設定して安全性の検討を行う必要がある。しかしながら、従来の整備新幹線では基盤サイト増幅特性を考慮した設計地震動を用いた事例がないため、新幹線構造物への影響については定量的な評価がされていないのが現状である。そこで本検討では、基盤サイト増幅特性が大きい地域の地震動を算定するとともに、静的解析による手法で設計を行うために応答スペクトルや地盤の変位分布の簡易算定式を作成した。

また、基盤サイト増幅特性を考慮した地震動を用いて新幹線構造物の試設計を行い、標準L2地震動を用いた場合との比較を行ったので、これらの結果について報告を行う。

Key Words: trial design, site amplification factor, Level 2 ground motion

1. はじめに

「鉄道構造物等設計標準・同解説¹⁾(以下、耐震標準)」では鉄道構造物の安全性照査に用いるL2地震動について詳細な検討を要しない場合は、簡易な手法により算定されたL2地震動(以下、標準L2地震動)を用いることができるとされている。しかし、耐震設計上の基盤面より深い地盤構造の影響によって地震動の著しい増幅が想定される場合は、局所的に大きな地震動となる可能性があるため、L2地震動として標準L2地震動を用いることが適切ではない場合がある。そのため、建設地点の深部地下構造による地震増幅特性(以下、基盤サイト増幅特性)を評価するとともに、これを標準L2地震動で想定している基盤サイト増幅特性と比較を行う必要がある。その結果、建設地点の基盤サイト増幅特性が大き

いと判断された場合には、L2地震動の設定に詳細な検討を行うことが求められている。

北海道新幹線(新函館北斗・札幌間)は沿線に基盤サイト増幅特性の影響が大きいと想定される地域が複数存在することが確認されている²⁾ため、詳細な検討に基づいて当該区間のL2地震動を設定するとともに、これを用いた耐震設計を実施することとした。しかし、従来の整備新幹線では、基盤サイト増幅特性の影響を考慮したL2地震動による耐震設計を実施した事例がないため、これが新幹線構造物に与える影響を定量的に評価した資料が乏しいのが現状である。

そこで本検討では、北海道新幹線(新函館北斗・札幌間)の沿線地域の基盤サイト増幅特性を考慮した上でL2地震動を算定するとともに、非線形スペクトル法による手法で設計を行うための所要降伏震度スペクトルや

定する方法としては、震源特性・伝搬特性・地点特性を考慮した強地震動予測手法に基づいて、地点毎に地震動を算定することが一般的であり、当該地点においても本手法を用いることが有効であると考えられる。しかしながら、当該地点の周辺にMw7.0以上となる震源域が存在しないことや、前述した基盤サイト増幅特性の超過程度もそれほど大きくなかったため、本検討では標準L2地震動を基準として、基盤サイト増幅特性の影響を考慮した補正を行うことで、対象地点のL2地震動を簡易に設定することとした⁴⁾。具体的には、対象地点の基盤サイト増幅特性と標準L2地震動で想定している基盤サイト増幅特性の比から補正倍率を算出し、これを標準L2地震動のフーリエ振幅に乗じて得られた結果をフーリエ逆変換することで時刻歴波形を算定した。なお、安全側の配慮として標準L2地震動の基盤サイト増幅特性を下回る周期帯の地震動の低減は行っていない。また、内閣府の「日本海溝・千島海溝沿いの巨大地震モデル検討会」において、Mw9.1の日本海溝（三陸・日高沖）モデルやMw9.3の千島海溝（十勝・根室沖）モデルが提案されている⁵⁾が、北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）の建設地点の震度分布が最大でも震度5弱であることから本検討の結果には影響を及ぼさないと判断した。

基盤設計地震動の算定例として、俱知安地区におけるフーリエ振幅スペクトルの補正結果を図-3に、L2地震動の時刻歴波形の算定結果を図-4に示す。図-3を見ると、

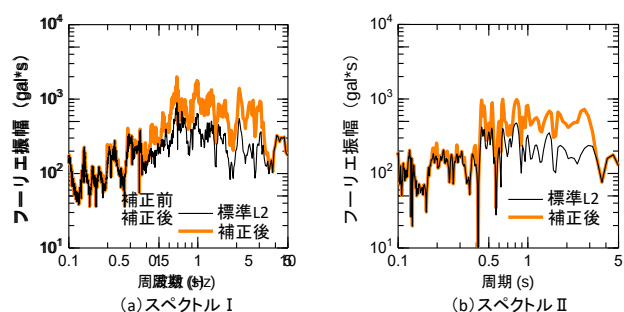


図-3 フーリエ振幅スペクトル（俱知安地区）

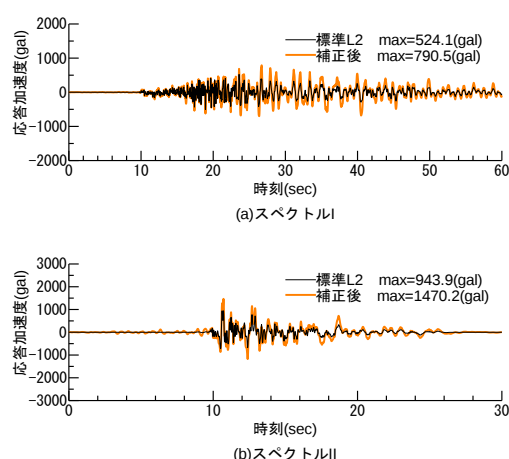


図-4 時刻歴波形（俱知安地区）

0.2秒以上の周期帯においてフーリエ振幅が大きくなっていることが確認できる。また、図-4より、補正後の時刻歴波形の振幅が大きくなっていることがわかる。

(4) 地表面地震動の評価

前節で算定したL2地震動は、耐震設計上の基盤面位置における地震動である。実際に鉄道構造物の安全性照査に用いるL2地震動は地表面地震動であるため、さらに表層地盤の影響を考慮した地震動を設定する必要がある。そこで、前節で得られた基盤地震動を入力した地盤応答解析を様々な表層地盤に対して実施し、そこから得られた地表面位置の応答波形の弾性加速度応答スペクトルに対し非超過確率90%のスペクトルに適合する時刻歴波形を地表面設計地震動とした。また、地表面設計地震動に対応する所要降伏震度スペクトルも同時に算定している。地表面設計地震動、所要降伏震度スペクトルの評価の一例として、地表面設計地震動の時刻歴波形を図-5に示すとともにこの地表面設計地震動を用いて算定した所要降伏震度スペクトルの一例を図-6に示す。

(5) 地盤変位量の簡易算定式の設定

耐震標準では、動的解析によらず地盤の水平変位量の鉛直方向分布を求める場合には、表層地盤の固有周期(T_g)により算定される地表面位置での最大水平変位量(α_g)と固有振動モードに基づいて算定してよいとされ

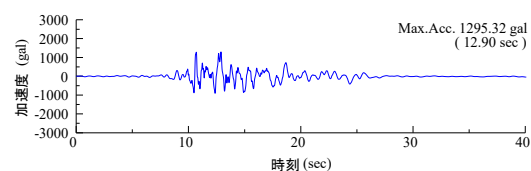


図-5 地表面位置の設計地震動波形
(俱知安地区、G2地盤、L2地震動スペクトルII)

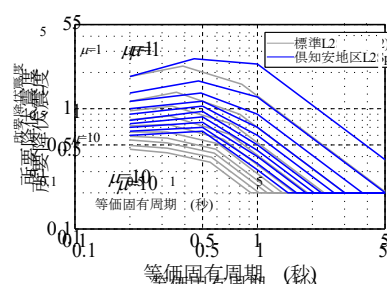


図-6 所要降伏震度スペクトル
(俱知安地区、G2地盤、スペクトルII)

表-2 地盤変位分布の簡易算定式

	スペクトルI	スペクトルII
標準L2地震動	$\alpha_g = 0.320 \cdot T_g$	$\alpha_g = 0.413 \cdot T_g$
俱知安地区	$\alpha_g = 0.742 \cdot T_g^{0.679}$	$\alpha_g = 0.839 \cdot T_g^{0.629}$
赤井川地区	$\alpha_g = 0.344 \cdot T_g^{0.445}$	$\alpha_g = 0.419 \cdot T_g^{0.372}$

ている¹⁾。本検討では基盤サイト増幅特性を考慮した基盤地震動を基に表層地盤の地盤応答解析を行い、地点毎の地盤変位量の簡易算定式を求めた。試設計の対象地区の簡易算定式を表-2に示す。

3. 基盤サイト増幅特性の影響を考慮したL2地震動による橋りょう・高架橋の試設計

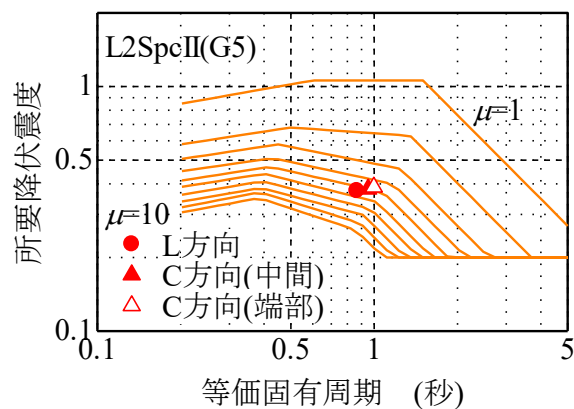
前章で述べたように、北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）の一部区間では基盤サイト増幅特性の影響を考慮したL2地震動による耐震設計を実施する必要がある。しかしながら、従来の整備新幹線では建設地点の基盤サイト増幅特性の影響が大きくないと評価されており、過去に基盤サイト増幅特性を考慮したL2地震動による耐震設計を実施した事例はない。

そこで本章では、実際に計画している3箇所において、基盤サイト増幅特性を考慮したL2地震動と標準L2地震動を用いた試設計を行うこととする。対象構造物は杭基礎のラーメン高架橋（ケース1）、杭基礎のRC壁式橋脚（ケース2）、直接基礎のRC壁式橋脚（ケース3）とし、両地震動による設計の結果を定量的に比較する。

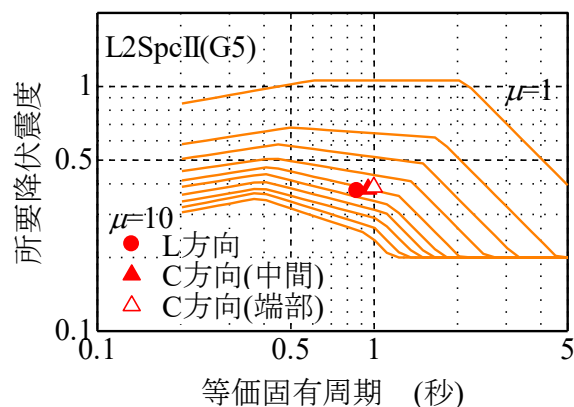
(1) ケース1：ラーメン高架橋

ケース1で使用する所要降伏振動スペクトルを図-7に示す。ケース1では標準L2地震動に比べて加速度応答および地盤変位量の増分が大きい俱知安地区のラーメン高架橋を対象とした。ここで、当該地区の地盤種別はG5地盤であり、図-8に示す通り柱高は7.5m程度の6径間で計画されているものを対象とした。なお、基礎形式は地質調査の結果より基盤面が地表から55mと深い位置にあ

ることや被圧水が確認されることから鋼管ソイルセメント杭基礎を検討することとする。まず、サイト増幅特性を考慮せず、標準L2地震動を適用した概略検討による諸元は、周辺摩擦力による支持を想定して杭長が22mとなった。また、L1地震時の基礎の安定が決定ケースと

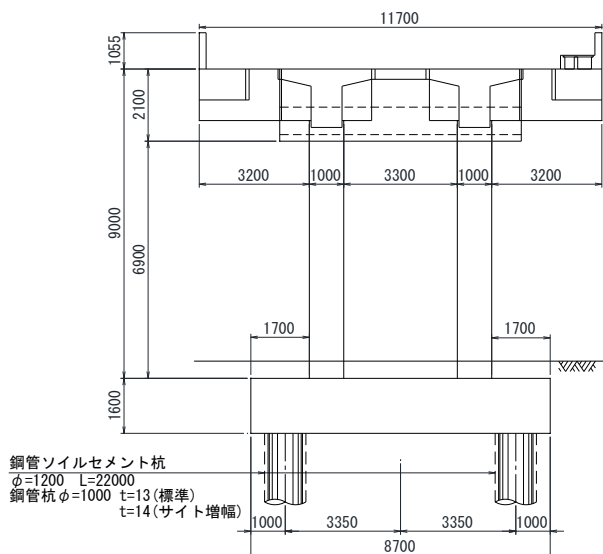


(a) 標準地震動

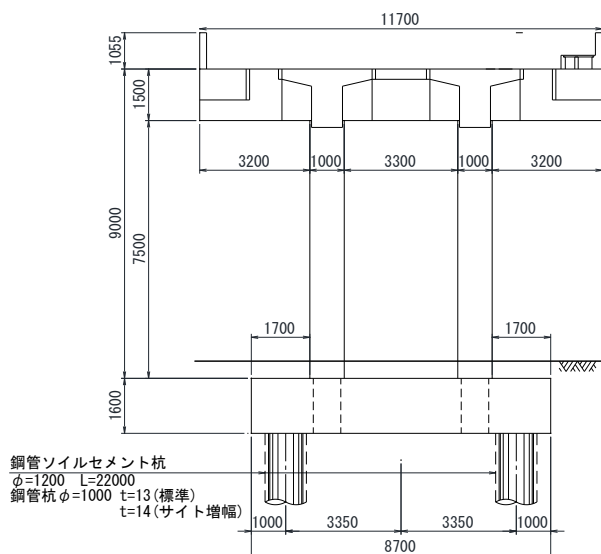


(b) サイト増幅考慮

図-7 所要降伏震度スペクトル（ケース1）
（俱知安地区、G5地盤、スペクトルII）



(a) 端部



(b) 中間部

図-8 構造一般図（ケース1、単位mm）

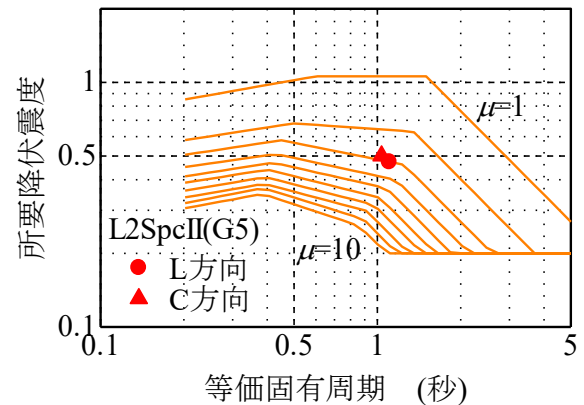
なった杭径は1200mm（鋼管径1000mm），構造細目により鋼管厚は13mmとなった。

これに対して基盤サイト増幅特性の影響を考慮した地震動に対して応答値を算定すると，基礎の安定や慣性力設計の照査は満足した．しかし，地盤変位を表2の簡易算定式（俱知安地区）より算出すると最大値が約778.4mmと標準L2地震動時の約21倍の値になった．これにより，杭体の一部が損傷レベル4を超過し照査を満足しない結果となった．そこで，鋼管杭の部材耐力を上げるため鋼管厚を14mmに変更して再度照査を実施したところ，杭体の損傷レベルが制限値以内に収まり設計が成立した．一方で，仮に基礎の安定照査や構造細目を無視して標準L2地震動の地盤変位分布に対する鋼管杭の部材耐力のみを考慮した結果，鋼管厚が10mmにおいても照査を満足した．以上より，鋼管厚の決定要因は，厚さが大きい順に，基盤サイト増幅特性を考慮したL2地震動（14mm），L1地震動と構造細目（13mm），標準L2地震動（10mm）となることがわかる．つまり，L1地震時の基礎の安定照査や構造細目を満足することで高い耐力が既に付与されているため，基盤サイト増幅特性を考慮したL2地震動と標準L2地震動と比較したときに，部材断面の諸元の増加という形で陽に現れる影響は必ずしも大きくないと考えられる．

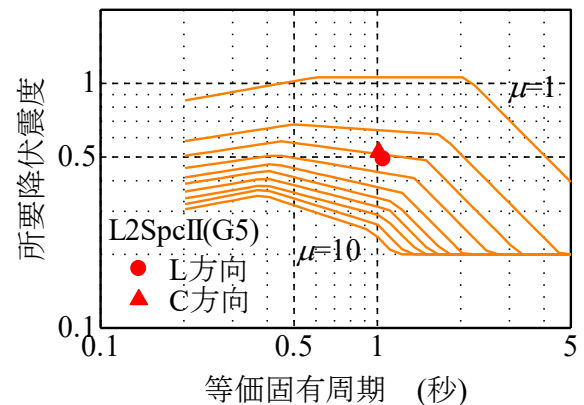
(2) ケース2：RC壁式橋脚（杭基礎）

ケース2で使用する所要降伏震度スペクトルを図-9に構造一般図を図-10に示す．ケース2では俱知安地区の壁式橋脚（杭基礎）を対象とした．標準地震動を適用した概略検討による諸元は完全支持を想定して杭長が30.5m，

杭径が1300mm（鋼管径1100mm，鋼管厚16mm）となった．また，当該地点が河川流域であることから橋脚は躯体径3200mmの円形構造とする．



(a) 標準地震動



(b) サイト増幅考慮

図-9 所要降伏震度スペクトル（ケース2）
（俱知安地区，G5地盤，スペクトルII）

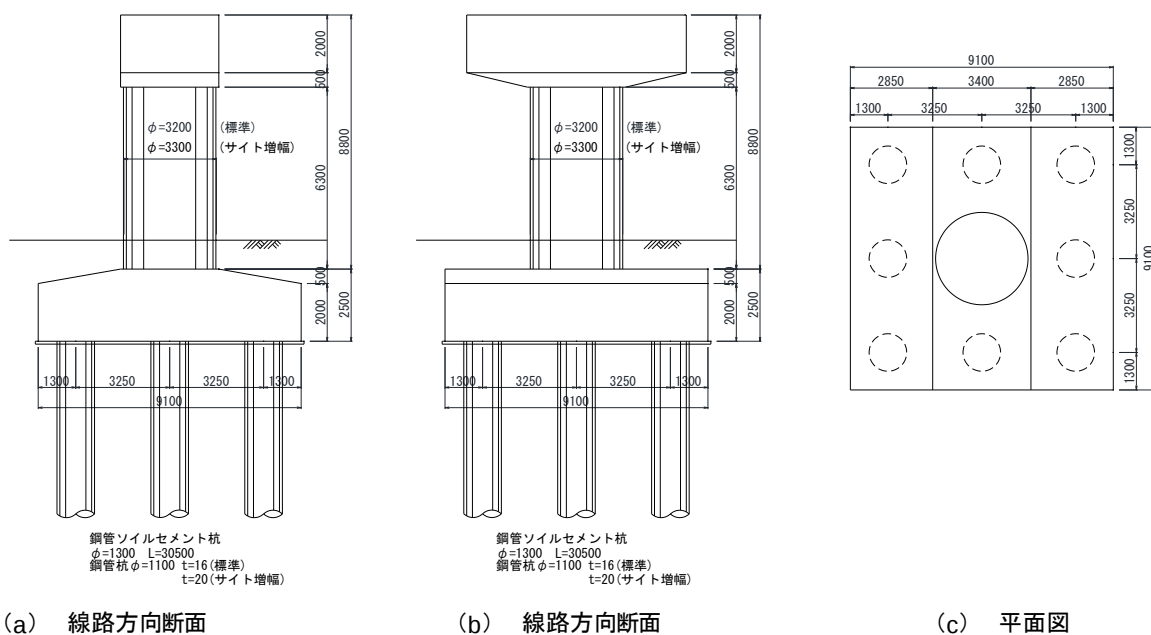


図-10 構造一般図（ケース2，単位mm）

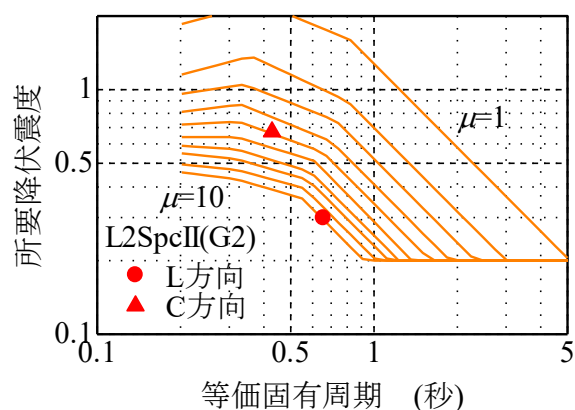
ケース1, 2の結果から、基盤サイト増幅特性の影響を考慮した地震動で基礎形式が鋼管ソイルセメント杭の構造物を設計する場合、杭体の損傷レベルの限界値を超過することがある。一方で、基礎の安定条件や走行安全性（L1地震動にて照査）により諸元が決まる構造物については、基盤サイト増幅特性の影響を考慮した地震動で耐震設計を実施した場合でも、諸元の大幅な増加が必ずしも発生するとは限らないと考えられる。また、本稿では鋼管径や鋼管厚を大きくして杭の剛性を上げることに より基盤サイト増幅特性の影響を考慮した地震動でも設計が成立することを確認したが、十分な周辺摩擦支持が期待できる場合には杭長を短くすることも対応の一つとして期待できる。

(3) ケース3: RC壁式橋脚 (直接基礎)

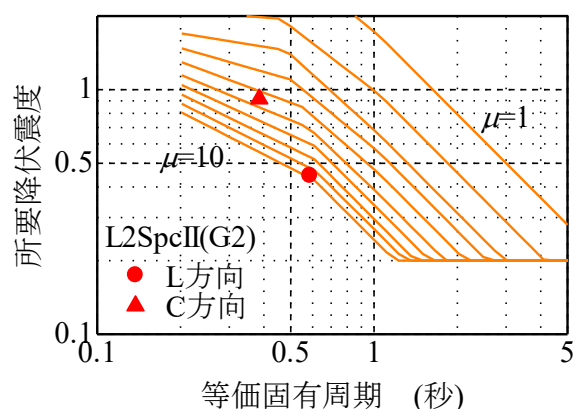
ケース3で使用する基盤サイト増幅特性を考慮した所要降伏震度スペクトルを図-11、構造一般図を図-12に示す。なお、図-11のプロットの値と図-12の一般図は照査を満足した諸元を設定した時のものを示す。赤井川地区では標準L2地震動と比べて短周期帯で所要降伏震度が増加する。そこで、ケース3では基盤サイト増幅特性が慣性力設計に及ぼす影響に着目するため、橋脚高が低く固有周期が短いRC壁式橋脚（直接基礎）を対象とした。

諸元の検討過程を表3に示す。まず、標準L2地震動で成立している諸元①に対して基盤サイト増幅特性を考慮したスペクトルを用いて応答値を算定したところ、線路方向の応答塑性率が10を超過した②ため、主鉄筋を増加し2段配置とした。しかしながら、応答塑性率は10を下回ったものの線路方向の損傷レベルが4となり制限値を超過した③ことから、損傷レベルを満足するように躯体の鉄筋径を大きくして降伏震度を増大させた。一方で、線路方向の主鉄筋の総量によって線路直角方向の躯体の降伏震度が向上するため、先行降伏箇所が基礎に変化する④。既往の研究⁷⁹⁾より、基礎が先行降伏すると補修費用に多額のコストを要することが報告されていることから④の諸元では照査を満足しない。そこで、フーチング幅を10.5mから12mとし、基礎の降伏震度を増大させ基礎先行降伏を回避させることで照査を満足する諸元を設定した⑤。①と⑤を比較すると、所要降伏震度はL方向で1.5倍、C方向で1.3倍程度に増加することがわかる。

以上のことから、基盤サイト増幅特性の影響を考慮したL2地震動で直接基礎のRC壁式橋脚を設計する場合、安全性照査を満足させるため主鉄筋量を増加させる必要

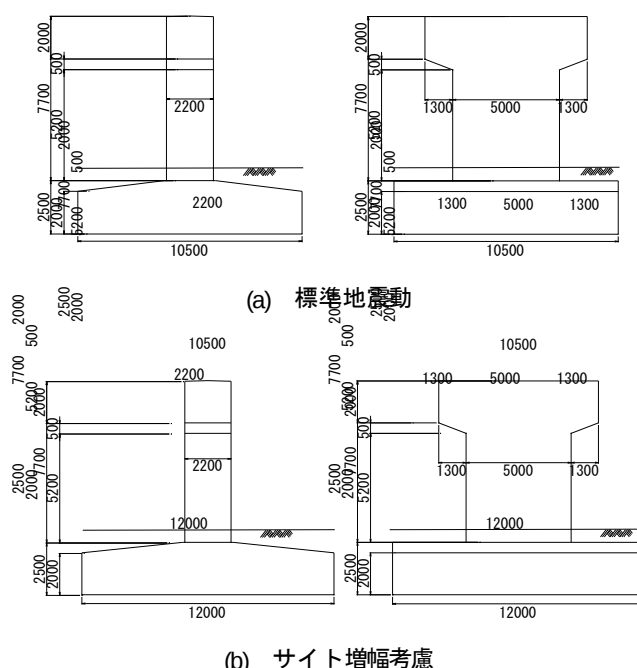


(a) 標準地震動



(b) サイト増幅考慮

図-11 所要降伏震度スペクトル
(赤井川地区, G2地盤, スペクトルⅡ)



(b) サイト増幅考慮

図-12 構造一般図 (ケース3, 単位mm)

表-3 照査結果（ケース3）

		①		②		③		④		⑤	
所要降伏震度 スペクトル		標準		サイト増幅考慮		サイト増幅考慮		サイト増幅考慮		サイト増幅考慮	
検討方向		L	C	L	C	L	C	L	C	L	C
フーチング	断面 形状	10500mm	10500mm	10500mm	10500mm	10500mm	10500mm	10500mm	10500mm	12000mm	12000mm
橋脚躯体	断面 形状	2200mm	5000mm	2200mm	5000mm	2200mm	5000mm	2200mm	5000mm	2200mm	5000mm
	主鉄筋	D32-33	D25-11	D32-33	D25-11	D32-33 D32-31	D25-11	D38-33 D38-9	D29-11	D38-33 D38-9	D29-11
	帯鉄筋	D25-55	D25-2	D25-55	D25-2	D25-55	D25-2	D29-55	D29-2	D29-55	D29-2
等価固有周期 (sec)		0.656	0.428	0.656	0.428	0.584	0.391	0.596	0.402	0.586	0.385
所要降伏震度 (躯体)		0.279	0.567	0.279	0.567	0.434	0.800	0.429	0.748	0.420	0.739
所要降伏震度 (基礎)		—	0.609	—	0.609	—	0.617	—	0.608	—	0.783
応答塑性率 (μ)		9.84	4.87	10以上	7.42	9.50	6.67	9.38	6.87	9.75	5.46
損傷レベル		3	2	4	2	4	2	3	3	2	3
判定		OK		NG		NG		NG		OK	

があり、躯体の降伏震度が増大した結果、線路直角方向の基礎先行降伏が発生しやすくなることがわかる。よって、詳細設計では線路直角方向の基礎先行降伏への対策を検討する必要がある。本稿の試設計では、フーチング幅を広げることで基礎の降伏震度を上げることにより基礎の先行降伏を回避した。現地の状況によりフーチング幅に制限がある場合は、線路直角方向の躯体幅を絞るまたは躯体高を高くし土被りを厚くすることにより橋脚躯体の降伏震度を下げることが考えられる。赤井川地区のように短周期側での影響が大きい場合は、構造物を長周期化して影響を低減するために門型橋脚を採用することも選択肢として考えられる。ただし、以上の対応をもってしても降伏震度が過大になる場合は、地下逸散減衰を考慮したより詳細な検討を行うことも必要である。

4. まとめ

本検討では、北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）の沿線地域において、基盤サイト増幅特性の影響を考慮したL2地震動、地盤変位量の簡易算定式を評価するとともに、これらを用いて新幹線構造物のラーメン高架橋と壁式RC橋脚の試設計を行い、標準L2地震動による従来の設計との違いについて評価した。評価の結果、標準L2地震動において設計した結果と比較して一部の構造では照査を満足しなかったため、部材寸法等の変更が必要となった。特に、高さの低い壁式橋脚（直接基礎）のような固有周期が短い構造物についてはサイト増幅の影響が大きくなることがあるため、詳細な検討が必要になる場合がある。一方で、新幹線構造物ではL1地震動に対して構造断面が決定される要素が大きいため、L2地震動の安全性照査にのみ用いるサイト増幅の変化が構造

断面の変化に与える影響は、地震動の増幅割合に比べて軽微となる場合もあることが確認できた。

今後は、本検討で得られた知見を参考にして現地の諸条件に適応する合理的な耐震設計を実施する予定である。

謝辞：本論文を執筆するにあたっては、株式会社トーニコンサルタント内田隆宏様、パシフィックコンサルタンツ株式会社澁谷旬要様、日本交通技術株式会社中村和也様をはじめとする皆様のご協力をいただきました。ここに記して心より謝意を表します。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，2012。
- 2) 朝長光，西恭彦，青柳広樹，神澤拓，坂井公俊：常時微動観測に基づくサイト増幅特性評価とこれを考慮した設計地震動評価，鉄道工学シンポジウム論文集，No. 23，pp. 155-162，2019。
- 3) 青柳広樹：北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）における設計地震動の評価，JREA VOL.63 No.1 pp. 43725-43728，2020。
- 4) 坂井公俊，室野剛隆，川野有祐：耐震設計上注意を要する地点の簡易抽出法に関する検討：土木学会論文集，Vol. 70，No.4，pp.527-534，2014。
- 5) 内閣府（防災担当）：日本海溝・千島海溝沿いの巨大地震モデル検討会，http://www.bousai.go.jp/jishin/nihonkaiko_chishima/model/index.html（2020年5月参照）
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物 杭体設計の手引き，2015。
- 7) 足立幸郎，庄司学：兵庫県南部地震で被災を受けた都市高速道路橋の復旧費に関する検討，第27回土木学会地震工学論文集，2003。
- 8) 坂井公俊，室野剛隆，佐藤勉，澤田純男：トータルコストを照査指標とした土木構造物の合理的な耐震設計法の提案，土木学会論文集，Vol.68，No.2，pp. 248-264，2012。

（2020.4.3 受付）

EXPERIMENTAL DESIGN OF SHINKANSEN VIADUCTS AGAINST GROUND MOTION CONSIDERING SITE AMPLIFICATION FACTOR

Tsumiki KATO, Hikaru TOMONAGA, Taro ISHIKAWA
Hiroki AOYAGI and Kimitoshi SAKAI

Along the Hokkaido Shinkansen (between Shin-Hakodate-Hokuto and Sapporo), there are several areas where ground motions are amplified due to deep ground structure (site amplification factor). It is necessary to evaluate the safety by setting level2 ground motions considering influence of amplification. However, there is no case that conventional Shinkansen structure has been designed by using ground motions considering the influence, so the effect on the Shinkansen structure has not been quantitatively evaluated at present. In this study, we set level2 ground motion in the area with site amplification factor and created the response spectrums and simple calculation formulas of the ground displacement distribution in order to design by the static analysis method. Moreover, we created the experimental design of the Shinkansen structure by using the ground motions considering the site amplification factor, and the results were compared with the design by using the standard level2 ground motion.