

津波に対する建築物の構造設計法について

—その1：予備検討—

岡 田 恒 男*¹ 菅 野 忠*²
 石 川 忠 志*³ 扇 丈 朗*³
 高 井 茂 光*³ 浜 辺 千 佐 子*³

1. はじめに

日本は周囲を太平洋プレートやフィリピン海プレート等のプレート境界に囲まれており、地震の多発国である。また、海に囲まれた島国のため、海底地震に伴う地殻変動により発生する津波のため過去何度も被害を受けている。過去の津波¹⁾として代表的なものに、三陸地震津波（S8：死者・行方不明者3064人）、チリ地震津波（S35：死者・行方不明者142人）等が挙げられ、最近では平成5年北海道南西沖地震での津波（H5：死者・行方不明者230人）が記憶に新しく、それぞれ甚大な被害をもたらしている。

さらに、南海トラフのプレート境界では歴史的におよそ100～150年周期で海溝型の巨大地震が発生しており、今世紀前半にも東海地震とともに東南海・南海地震などの巨大地震が発生するのではないかと懸念されている。これらの巨大地震発生の際には、海底地盤の変動に伴う津波の発生が指摘されており、津波災害への対策が急務となっている。

津波災害に対するこれまでの対策としては、ソフト面では津波情報の提供やハザードマップなどの整備²⁾が行われ、ハード面では津波防潮堤・津波防波堤や防潮水門等³⁾による津波制御、被害抑制など主に土木分野の対策が行われてきたが、建築分野における津波対策はほとんど検討されていないのが実状である。

中央防災会議（内閣総理大臣を議長とし、関係閣僚、指定公共機関の長、学識経験者からなる会議）では、東海地震対策大綱において「堅固な民間ビル等の活用等により避難場所を早急に確保する」としており、東南海・南海地震対策大綱でも「堅固な高層建物の中・高層階を避難場所に利用するいわゆる津波避難ビルの活用等を進める」としている。また、一部の地方自治体ではすでに緊急避難施設として「津波避難ビル」が指定されるなどの対策もとられている。

津波が発生した場合の原則として、警報や大きな揺れを認知した場合は、ただちに高台に避難することとされているが、高台への避難に相当な時間を要する平野部や、弱者にとって津波が到達するまでに高台へ避難することは困難となることも考えられる。

「津波避難ビル」の基本的な考え方は、このような高台への避難が困難な地域に設置し、住民の安全を図ろうというものである。

しかし、現在指定されている「津波避難ビル」に関しても、鉄筋コンクリート系構造の建築物で3階程度以上であれば過去の建物被害事例や浸水等の観点からも安全であろうとは考えられているが、津波に対する安全性に関しては定量的な検討をされているとは言い難い。

そこで財団法人日本建築センター建築技術研究所では、自主研究として「津波荷重検討会」を設置し、陸上に遡上した津波が建築物に与える荷重について検討を行うこととした。ここでは、陸上に遡上した津波に関する既往の文献を調査、整理するとともに、設計用の津波荷重を設定し、津波荷重に対する建築物の構造設計の考え方についてまとめることとした。

2. 津波の特性

津波は台風などによって生じる高潮と異なり、予測が非常に困難である。津波の特徴は、波長が数km～数十km、周期が数分～数十分程度と非常に長い。また、津波の速度は(1)式⁴⁾で近似できるため、水深が深くなるほど津波の速度は速くなる。

$$u = \sqrt{g \times h} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

u ：津波速度 (m/s)

g ：重力加速度 (m/s²)

h ：水深 (m)

このように、津波速度は水深の平方根に比例するため、例えば水深1000mで速度が約350km/hであったものが、水深10mでは約35km/hにまで落ちてくる。これが、岸に近づき水深が浅くなるにつれて波高が増幅される理由のひとつである。また、湾の形状がV字型の場合のように幅が狭まる場合も、湾の中で波が集中するため波高が高くなる原因となる。

現在は、津波のおそれがある場合には気象庁より津波警報（大津波、津波）又は津波注意報（津波注意）が発表されることとなっている。しかし、津波の波源域が沿岸に近い場合は、津波の伝播速度が非常に早い。そのため時間的余裕を持って津波予報を行うことが困難である。1993年の北海道南西沖地震では、地震発生から5分後に札幌管区気象台から北海道の日本海沿岸全域を対象に大津波警報が出されたが、震源に近かった奥尻島では警報が出る前に津波の第1波が襲いかかったとされている⁵⁾。そのため、島民は警報に基づく避難がほとんどできず、津波による溺死者が138名という甚大な被害となった。

3. 津波荷重について

3.1 既往文献の調査

構造物へ作用する津波荷重の評価に関する文献⁶⁾は、現在のところ沿岸に建設された堤防に関するものが多く、陸上に遡上した津波が構造物に与える影響について検討された例はまだ少ないといえる。

その中でも、「原子力発電所の津波評価技術」⁷⁾では、既往の研究成果として下記の(2-1)～(2-5)式が紹介されている。

1) ソリトン分裂しない陸上浸水津波の波圧算定式 (朝倉ら(2000))⁸⁾

$$p_m(z) = (3\eta_{\max} - z)\rho g \dots\dots\dots (2-1)$$

$hc/h=0.73$ の場合

p_m : (2-1) 式による最大津波波圧

$(0 \leq z/\eta_{\max} \leq 3)$

z : 陸上地面を基準とした上向き正の座標

g : 重力加速度 $\eta_{\max}$: 最大遡上水深

ρ : 流体の密度

h : 陸上地面前面の静水深

hc : 陸上地面の静水面からの高さ

2) 顕著なソリトン分裂を伴う陸上浸水津波の 波圧算定式 (朝倉ら(2000))⁸⁾

$$p_m(z) = \max(5.4\eta_{\max} - 4z, 3\eta_{\max} - z)\rho g \dots\dots\dots (2-2)$$

$hc/h=0.73$ の場合

p_m : (2-2) 式による最大津波波圧

$(0 \leq z/\eta_{\max} \leq 3)$

$z, g, \eta_{\max}, \rho, h, hc$: (2-1) 式と同じ

3) ソリトン分裂しない砕波段波津波の波圧算定式 (池野ら(2001))⁹⁾

$$p_m(z) = 2.2(a_H - z/3)\alpha\rho g \dots\dots\dots (2-3)$$

p_m : (2-3) 式による最大津波波圧

$(0 \leq z/a_H \leq 3$: 静水面上)

z : 陸上地面を基準とした上向き正の座標

ρ : 流体の密度

a_H : 進行波時の津波段波振幅

g : 重力加速度

α : 砕波による衝撃段波波圧の割増係数 (= 1.36)

4) 陸上浸水津波の水平波力算定式 (大森ら(2000))¹⁰⁾

$$F_H = \frac{1}{2}\rho C_D u |u| B \eta + \rho C_M \dot{u} B L \eta + \frac{1}{2}\rho C_S(\theta) u |u| B \eta + \rho g B L \eta \frac{d\eta}{dx} \dots\dots\dots (2-4)$$

$hc/h=0.73$ の場合

F_H : (2-4) 式による水平波力

g : 重力加速度 ρ : 流体の密度

B : 構造物の幅 L : 構造物の長さ

C_D : 抗力係数 (= 2.05)

C_M : 質量係数 (= 2.19)

$C_S(\theta)$: 衝撃力係数 (= $3.6 \tan \theta$)

θ : 波面の角度

u : 津波進行波の水平速度

$\dot{u}$: 津波進行波の水平加速度

η : 津波進行波の浸水深

h : 陸上地面前面の静水深

hc : 陸上地面の静水面からの高さ

5) 家屋に作用する津波氾濫流による水平抗力 F_{HD} の算定式 (飯塚・松富(2000))¹¹⁾

$$F_{HD} = \frac{1}{2}\rho C_D u^2 h_f B_h \dots\dots\dots (2-5)$$

F_{HD} : (2-5) 式による水平波力

ρ : 流体の密度

C_D : 抗力係数 (= 1.1～2.0)

u : 陸上での流速

h_f : 家屋前面浸水深

B_h : 構造物の浸水部分の幅

(2-1)、(2-2) 式は同じ文献より提案されており、直立護岸を越流した津波を想定した実験により求めた波圧算定式である。(2-3) 式は貯水タンクの開放実験で測定した波圧分布より求めた波圧算定式であるが、陸上に遡上した後の津波と、沖合い防波堤部分での津波との中間的な特徴を有していると考えられている。(2-4) 式は (2-1)、(2-2) 式で行われた実験結果の再現計算を、修正モリソン式に基づく波力算定式を用い時系列で評価した式である。(2-5) 式は津波先端部背後の定常的な部分に関して波力算定式を示したものである。

3.2 津波荷重算定式について

(2-1) 式と (2-2) 式を比較した場合、ソリトン分裂を考慮した (2-2) 式が波圧分布の下部で大きくなるが、建築物全体に与える影響は少ないと考えられる。また、同じ遡上水深で比較した場合に建築物に加わる津波荷重は各式ともほぼ同程度と考えられる。そのため、以後、津波荷重に関する検討には (2-1) 式を用いることとする。

3.3 設計用津波波圧分布

(2-1) 式により求められる津波波圧分布を図-1 に示す。

(2-1) 式に用いられる最大遡上水深 $\eta_{\max}$ は津波先端部分で最大となる水深を示し、波圧分布は最大遡上水深 $\eta_{\max}$ の3倍の高さに達する三角形分布となる。そのため、波圧分布の最下部で最大波圧となり、その値は静水压の3倍となる。

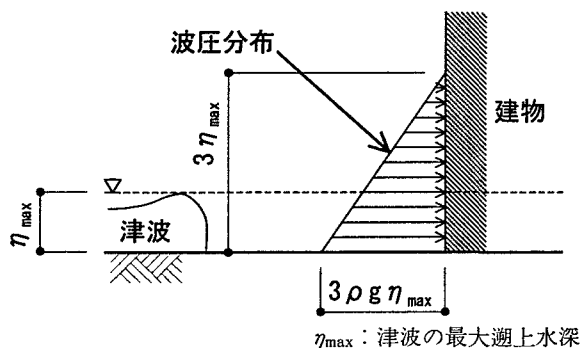


図-1 設計用津波波圧分布

4. 津波荷重に対する試算

4.1 想定建築物に作用する津波荷重の検討

津波が来襲した場合に、実際の建築物にどの程度の

力が加わるか確認するため、簡単な建物モデルを設定し検討を行った。検討用建物モデルは RC 造 3 階建てとし、平面形状は 15m×15m、階高は各階ともに 3.0m とした。簡便化のため、地盤面からの立上りは無視した。

津波の最大遡上水深 $\eta_{\max}$ は 3.0m の場合について検討を行った。本建物モデルでは、スラブ等により建築物全体に津波荷重を伝達できるものとする。

検討用建物モデルを図-2 に示す。

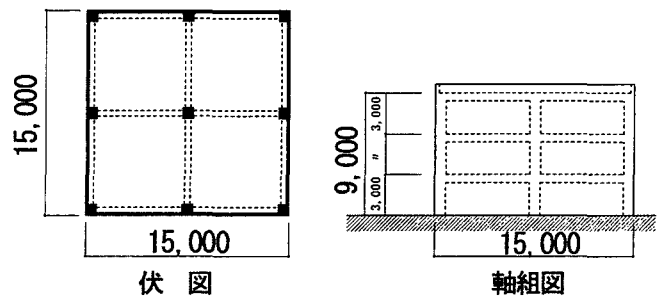


図-2 検討用建物モデル

津波の最大遡上水深 $\eta_{\max}$ が 3.0m の場合の建築物に加わる波圧分布は図-3 に示すような三角形分布となり、9.0m の高さまで波圧が到達する。最大波圧は地盤面上で 88.3kN/m² となる。

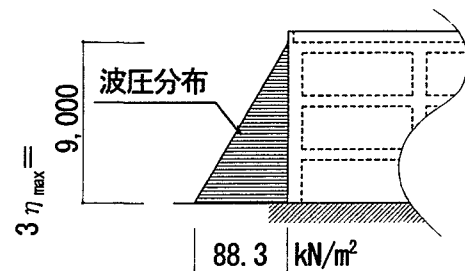


図-3 津波波圧分布

この津波波圧により建物に生じる各階の層せん断力 Q_i と転倒モーメント M_{Ti} を表-1 に示す。この表では、津波荷重と地震荷重との比較をするために、地震荷重時の値も示すこととする。地震荷重時の値は、建築物を RC 造、地震時建物重量を 1 層あたり 13kN/m²、 $R_t=1.0$ 、 $Z=1.0$ と想定し、 $D_s=0.30$ と $D_s=0.55$ の場合について算出した必要保有水平耐力を用いている。 $D_s=0.30$ の場合、実際には壁の少ない建築物が想定され、津波荷重を受けると受圧面のガラスなどが割れ、構造骨組みへの荷重の伝達が非常に複雑になることが考えられるが、ここでは $D_s=0.55$ の場合と同様に全ての津波荷重が建築物の受圧面に加わるものとする。津波荷重時の値は、津波分布荷重を各階柱脚位置まで加算して算出した。

表－１ 津波荷重と地震荷重の比較

		津波荷重	地震荷重 ^{※１}	
		$\eta_{\max}=3.0\text{m}$	$D_s=0.30$ (津波/地震)	$D_s=0.55$ (津波/地震)
Q_i (kN)	3階	662	1,165(0.57)	2,135(0.31)
	2階	4,648	1,984(1.33)	3,637(0.73)
	1階	5,958	2,632(2.26)	4,826(1.23)
M_{Ti} (kNm)	3階	1,986	3,493(0.57)	6,404(0.31)
	2階	9,930	9,445(1.05)	17,316(0.57)
	1階	27,803	17,343(1.60)	31,795(0.87)

※１： $R_t=1.0$ 、 $Z=1.0$ 、 $D_s=0.30$ 又は 0.55 とした場合の必要保有水平耐力を示す。

津波の最大遡上高さ $\eta_{\max}$ が3.0m の場合、各階の層せん断力を比較すると、 $D_s=0.55$ では1階で津波荷重の地震荷重に対する比率が1.23と1.0倍を超えているが、上階になるほどその比率は小さくなり、2階で0.73、3階で0.31と津波荷重に比べ地震荷重が大きくなっている。 $D_s=0.30$ の場合は D_s の比率分、地震荷重が小さくなるため1、2階ともに津波荷重の方が大きくなっており、1階では地震荷重の2.26倍にまで達している。

転倒モーメントに関しては層せん断力の値に比べ、地震荷重に対する津波荷重の比率が小さくなっており、 $D_s=0.55$ では各階とも津波荷重に比べ地震荷重の方が大きくなっている。

これらの結果より、津波荷重では地震荷重と比較して下層階により大きな力が加わることが分かる。これは、津波の波圧分布からも分かるとおり、地震荷重時と異なり下部の方が大きな三角形分布となるため、特に層せん断力に大きく影響している。

4.2 想定建物によるケーススタディ

津波荷重と建物重量との一般的な関係を調べるため、建物階数と津波の最大遡上水深を変数とし検討を行った。検討用建物モデルは図－２の平面形状と同じとし、階数のみを変化させる。なお、階高は全て3.0mとした。

1) 建物階数を変数とした場合

津波の最大遡上水深 $\eta_{\max}$ を3.0m とし、建物階数を2～8階まで2層毎に変化させた時の、1階層せん断力を建物重量で除した値（以後 C_{BT} と呼ぶ）を表－２に示す。

表より、建物階数が増すとともに C_{BT} が減少していることが分かる。建物階数が増加することは、平面形状などの条件が同じ場合、建物総重量が増加するこ

表－２ 建物階数と1階層せん断力

階数	ΣW_{1F} (kN)	1階層せん断力 (kN)	C_{BT}
8階建	23,400	5,958	0.26
6階建	17,550	5,958	0.34
4階建	11,700	5,958	0.51
2階建	5,850	5,296 ^{※１}	0.91

※１：2階建ての場合、津波波圧分布が建物高さを超えるため、建物高さ以上の波圧に関しては加算していない。

とを意味する。一般的に建物重量が増加すると、地震により必要とされる耐力が増加することになる。つまり、津波荷重に対しては、津波による外力が一定の場合、建物階数が多い方が建物の耐力的には有利であることが分かる。

また、 C_{BT} は D_s と比較することができる。例えば、本検討条件の2階建てでは $C_{BT}=0.91$ となり、地震時に1階の $D_s=0.55$ とした場合、その値を超えてしまう。4階建では $C_{BT}=0.51$ となっており、 $D_s=0.55$ を下回っているが、 $D_s=0.30$ は超えている。この表より、建物の $D_s=0.30$ とすると、6階建て以下では $C_{BT}=0.30$ 以上となり、津波荷重により建築物の検討をする必要があることを示している。

2) 津波遡上水深 $\eta_{\max}$ を変数とした場合

建物階数を4階とし、津波の最大遡上水深 $\eta_{\max}$ を1.0～5.0m と10.0m に変化させた時の C_{BT} を表－３に示す。

表－３ 最大遡上水深 $\eta_{\max}$ と1階層せん断力

$\eta_{\max}$	ΣW_{1F} (kN)	1階層せん断力 (kN)	C_{BT}
10m	11,700	42,366 ^{※１}	3.62
5 m		15,887 ^{※１}	1.36
4 m		10,592	0.91
3 m		5,958	0.51
2 m		2,648	0.23
1 m		662	0.06

※１：最大遡上水深 $\eta_{\max}=4.0\text{m}$ を越える場合、波圧分布が建物高さを超えるため、建物高さ以上の波圧に関しては加算していない。

本検討モデルの場合、最大遡上水深が $\eta_{\max}=3.0\text{m}$ で $C_{BT}=0.51$ となり、 $\eta_{\max}=4.0\text{m}$ で $C_{BT}=0.91$ にまで達している。従って、地震時の検討で1階の $D_s=0.55$ とした場合、 $\eta_{\max}=4.0\text{m}$ 以上になると津波荷重により検討する必要があることが分かる。 $D_s=0.30$ とした場合は、 $\eta_{\max}=2.0\text{m}$ ($C_{BT}=0.23$) 以下でなけ

れば津波荷重による検討が必要となる。ただし、直接津波波圧を受ける部材は個別の検討が必要であることに注意を要する。

3) ケーススタディのまとめ

以上の結果を含め、建物階数を1～8階、津波の最大遡上水深 $\eta_{\max}$ を1.0～5.0m まで変化させた検討結果を図-4に示す。グラフの縦軸には、 C_{BT} を示している。

地震による構造設計を考えた場合、建築物には水平力として慣性力が働くことになるため、建物重量に応じた水平耐力が必要となる。このグラフでは縦軸に C_{BT} をとり、地震荷重により決定する建築物の耐力と、津波荷重を比較するために作成したものである。

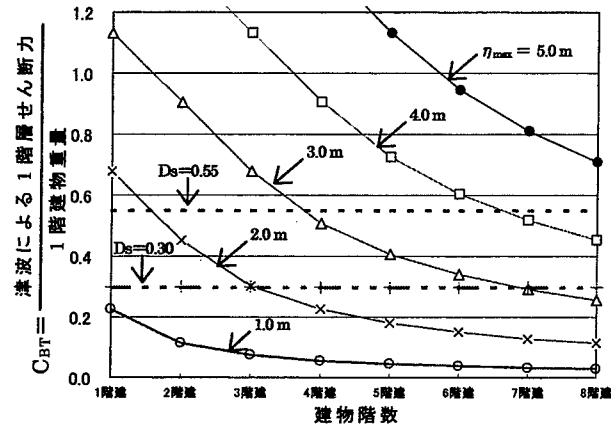


図-4 津波荷重と建物形状

このグラフより、建物階数が増加するほど、津波の最大遡上水深 $\eta_{\max}$ が低くなるほど C_{BT} の値は小さくなっていることが分かる。

先ほどの検討結果でも述べたが、建物階数が増加することは建物総重量が増加することを意味しており、階数が増加することにより地震時に必要とされる建築物の耐力が大きくなる。従って、建築物の保有水平耐力と津波荷重を比較した場合では、建物階数が増加するほど津波荷重が相対的に小さくなり C_{BT} が小さくなっている。

また、上記の結果で建物階数は建築物の奥行きにも置き換えて考えることができる。建築物の奥行きが長くなる場合も階数が増加するのと同様に建物重量が増加することになる。建築物の奥行きが10mから15mになると、建物重量が1.5倍となり、地震時に建築物に要求される耐力も1.5倍となるが、津波荷重は変わらない。従って、建築物の平面計画では、津波を受ける面の幅(面積)をできる限り小さくし、奥行きを大きく取ることにより、津波荷重に対して効果的な計画

とすることができる。

以上の検討はRC造建築物を対象にしたものであるが、鉄骨造や木造の場合は建物重量がRC造建築物に比べ軽く、鉄骨造が7 kN/m²程度、木造が4 kN/m²程度とそれぞれRC造に比べ約1/2～1/3と非常に小さくなる。 C_{BT} は建物重量に反比例して大きくなるため、津波荷重に対して鉄骨造や木造の建築物の計画をする場合は、地震荷重時に比べ大きな耐力が必要となることに注意を要する。

4.3 津波荷重を受ける壁面の検討

1) 鉄筋コンクリート壁

壁が津波荷重を直接受けた場合、面外に力が作用する。そこで、津波の最大遡上水深 $\eta_{\max}$ を3.0mとし、1階、2階の壁について壁厚 $t=150\text{mm}$ と180mmの場合について必要な配筋量を算定する。ここで、 $t=150\text{mm}$ ではシングル配筋とし、180mmではダブル配筋とした。なお、終局耐力の検討には壁を上下方向の一方向版とみなし、 $L=3.0\text{m}$ の両端固定梁として(3)式にて検討する。壁に作用する波圧分布を図-5に示し、検討結果を表-4に示す。

設計用曲げモーメントは壁脚部で最大となる。津波の最大遡上水深 $\eta_{\max}$ が3.0mの場合、1階壁で $t=150\text{mm}$ がD13@50、 $t=180\text{mm}$ がD13@81と@100以下の配筋が必要となり、2階壁でも $t=150$ がD13@81、 $t=180\text{mm}$ がD13@132が必要となった。

実際の建築物では@100以下の配筋はほとんど無く、特に既存の建物では津波荷重を受けるためには壁厚を

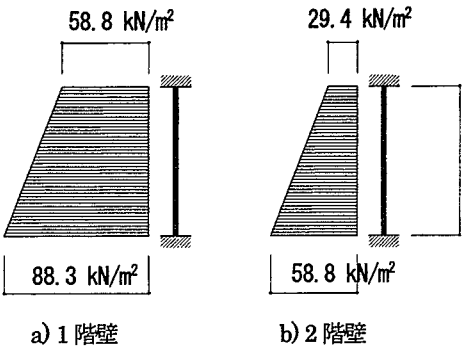


図-5 津波波圧分布

表-4 必要鉄筋量の算定結果 ($\eta_{\max}=3.0\text{m}$)

	M_{un} (kNm)	$t=150$		$t=180$	
		a_{un} (cm ² /m)	引張鉄筋 (SD295A)	a_{un} (cm ² /m)	引張鉄筋 (SD295A)
2階	35.3	15.1	D13@81	9.29	D13@132
1階	57.4	24.6	D13@50	15.1	D13@81

a_{un} : 幅1.0mあたりの必要鉄筋量 (cm²/m)

増す等の対策が必要となってくる。

$$Mu = 0.9at\sigma_y d \dots\dots\dots(3)$$

at : 鉄筋の断面積

σ_y : 鉄筋の降伏応力度 (1.1 ft)

ft : 短期許容応力度

d : 面外に力を受ける壁の有効せい

2) その他の壁

ALCなどの外壁材を建築物に取り付ける際、縦貼り又は横貼りという選択肢がある。津波波圧は三角形分布のため下部の方がより大きな荷重となり、貼り方によっては部材に加わる荷重分布が大きく異なってくる。また、外壁材を取り付ける位置が下階になるほど、津波波圧は大きく、特に横貼りの場合は下段の外壁材のみが壊れるということも考えられる。外壁材の検討を行う場合は、津波荷重に対して耐え得るものとするか否かを明確にし、適切な割付計画を行う必要がある。

一方、建築物の外壁には一般的に窓が設けられ、ガラスが使用されている。ガラスの検討は、高層の建物でも3 kN/m²程度の風荷重で検討されているが、津波荷重は $\eta_{\max}=1.0\text{m}$ でも最大の津波波圧が29.4kN/m²となり、風荷重の10倍のオーダーとなる。従って、津波荷重に対してガラスが壊れないようにすることは非常に困難であることが分かる。

4.4 ピロティ形式の建築物について

ピロティ形式の建築物では、津波波圧は柱などのピロティ内に存在する一部の部材のみに加わることとなるが、外周を壁で囲まれた建築物に比べて津波により受ける外力が非常に小さくなる。

図-6に建物形状と津波最大遡上水深 $\eta_{\max}$ の関係を示す。

a)のピロティの無い建築物では津波による波圧の分布が最大遡上水深 $\eta_{\max}$ の3倍の高さにまで達する。しかし、b)のように最大遡上水深 $\eta_{\max}$ がピロティの開口高さより低い場合は、柱などピロティ内にある部材を除いて建築物に津波の荷重は伝わらない。また、

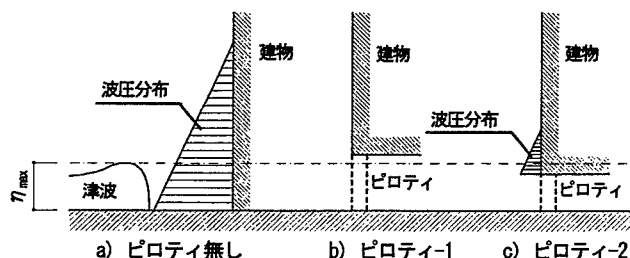


図-6 ピロティ形式の建築物と津波の最大遡上水深

c)の最大遡上水深 $\eta_{\max}$ がピロティの開口高さより高い場合でも、建築物に加わる荷重はピロティの無い建築物に比べ大幅に軽減されると考えられる。従って、ピロティ形式の建築物は津波荷重に対する構造形式として有効であると言える。

5. 構造計画について

津波に対する構造計画では、津波を受ける部材をどう設計するかということが重要である。一般的には、荷重を確実に主架構に伝えるためには、十分な耐力を必要とするが、津波荷重を受けたときに壊れるような部材にしておけば、主架構に荷重を伝えなくて済み、建築物の負担も軽減できる。つまり、津波荷重を受ける部材に対し、耐力を保有させる部材(耐圧部材)か、壊れることを容認する部材(非耐圧部材)とするのか明確に認識することが必要となる。ただし、非耐圧部材を計画する際には、避難時の安全や建築物の機能に悪影響を及ぼさないよう、設計上考慮する必要がある。

津波の場合、水深が深いほど建築物には大きな浮力が働くことが考えられる。従って、建築物の転倒や滑動にも注意が必要である。杭基礎の場合、建物重量が軽減されることを考慮した杭体の検討や杭頭部で基礎と緊結することが重要で、べた基礎などでは地盤との摩擦力が軽減されることを考慮する必要がある。

また、上部構造でも遡上水深や建築物の形状により浮力を受けることが考えられるため、柱などの耐力には浮力を適切に評価する必要がある。さらに、柱など建築物の荷重を支えている鉛直部材は、津波荷重を直接受ける可能性があり、3点ヒンジなどの不安定な破壊形態は避けるように計画しなくてはならない。

地震荷重の場合、建物自重が慣性力として働くため、建物重量が重いほど大きくなるが、津波荷重の場合、建築物に働く浮力や地震荷重による相対的な建築物の耐力を考えると、建物重量は重い方が有利である。

また、津波荷重を受けにくくするためにはピロティ形式が有効であるが、耐震上は慎重な検討が必要とされる。

このように、地震荷重時と津波荷重時とで建築物に対する考え方には相反する部分があるため、建物計画時には両荷重のことを踏まえ、バランスの良い計画をすることが望まれる。

6. おわりに

本検討は、現在までに行われている実験等をもとにした既往文献を調査した結果を参考にし、津波の設計用荷重を設定して建築物との関係を検討したものである。

今のところ、陸上の建築物を対象とした津波荷重に関する研究は少ないが、単純な建物モデルでの検討により、構造計画・設計に対する考え方についてはある程度把握することができた。(財)日本建築センターでは、これまでの知見をもとに津波に対する建築物の構造設計法について考え方をまとめているところである。本誌次号では「津波に対する建築物の構造設計法について—その2：設計法(案)—」として報告する予定である。

参考文献

- 1) 国立天文台：理科年表（平成11年）
- 2) 沿岸開発技術研究センター：津波・高潮ハザードマップマニュアル：2004年4月
- 3) 土木学会：海岸施設設計便覧：2000年11月
- 4) 土木学会：水理公式集 [平成11年版]：1999年11月
- 5) 奥尻町：北海道南西沖地震奥尻町記録書：1996年3月
- 6) 日本港湾協会：港湾の施設の技術 基準・同解説：1999年4月
- 7) 土木学会 原子力土木委員会 津波評価部会：原子力発電所の津波評価技術：2002年2月
- 8) 朝倉良介、岩瀬浩二、池谷毅、高尾誠、金戸俊道、藤井直樹、大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究：海岸工学論文集 第47巻（2000）pp.911-915
- 9) 池野正明、森信人、田中寛好：碎波段波津波による波力と漂流物の挙動・衝突力に関する実験的研究：海岸工学論文集 第48巻（2001）pp.846-850
- 10) 大森政則、藤井直樹、京谷修、高尾誠、金戸俊道、池谷毅：直立護岸を越流した津波の水位・流速及び波力の数値計算：海岸工学論文集 第47巻（2000）pp.376-380
- 11) 飯塚秀則、松富英夫：津波氾濫流の被害想定：海岸工学論文集 第47巻（2000）pp.381-385

* 1：(財)日本建築センター 建築技術研究所 所長

* 2：(財)日本建築センター 建築技術研究所 審議役

* 3：(財)日本建築センター 建築技術研究所 研究員