

（がけ付近の建築物の敷地等）

第4条 がけ（地表面が水平面に対し30度を超える角度をなす硬岩盤（風化の著しいものを除く。）以外の土地で高さ2メートルを超えるものをいう。以下同じ。）の上にあつてはがけの下端から当該がけの高さの1.5倍、がけの下にあつてはがけの上端から当該がけの高さの2倍に相当する距離以内の場所に居室を有する建築物を建築してはならない。ただし、次の各号のいずれかに該当するときは、この限りでない。

(1) がけの下に建築物を建築する場合において、次のいずれかに該当するとき。

イ 建築物の外壁及び構造耐力上主要な部分（がけの崩壊による衝撃を受けるおそれのない部分を除く。）を鉄筋コンクリート造（がけの崩壊による衝撃に対し破壊を生じないものに限る。）その他これと同等以上の耐力を有する構造とし、かつ、必要に応じ当該外壁の開口部からの土砂の流入を防止するための有効な壁等を設置するとき。

ロ がけと建築物との間に、がけの崩壊に対して建築物の安全上支障のない塀等が設置されているとき。

(2) 建築物を建築する場合において、建築物の位置ががけから相当の距離にあり、がけの崩壊に対して安全であるとき。

(3) 建築物を建築する場合において、構造耐力上安全な擁壁が設置されているとき。

(4) 建築物を建築する場合において、がけの形状及び土質により、がけの崩壊のおそれがないとき。

2 前項第3号の擁壁は、次の各号に定めるものでなければならない。

(1) 高さ5メートルを超える擁壁は、鉄筋コンクリート造であること。

(2) 擁壁の上部の地表面に雨水その他の地表水を排水することができるような排水施設を設けていること。

〔解説〕

1 本条は、がけの崩壊から人命及び財産を守るため、がけに近接する土地に居室を有する建築物を建築することを禁止した規定である。建築が規制される建築物は居室を有する建築物すべてである。

また、対象となるがけおよび規制する範囲は、次の各号の一による。なお、対象に該当するかについては、計画地周辺の状況調査の結果をもとに設計者等がまず判断することとなる。

(1) がけとは、水平面に対し勾配が30度を超え、かつ高さが2メートルを超える土地である。

なお、土質調査等により硬岩盤（風化の著しいものを除く。）であると確認された部分については、がけとはみなされない。

(2) がけの下端とは、図0-1に示すように地表面が水平面に対しなす角度が30度を超える部分のうち、最も低い地点とする。

(3) 規制範囲は、がけの上にあつてはがけの下端からがけの高さの1.5倍、がけの下にあつては、がけの上端からがけの高さの2.0倍の範囲であり、図0-1とする。また、本条第1項本文の離隔制限を受ける建築物の部分は、外壁及び構造耐力上主要な部分（がけの崩壊により影響を受ける地上部分に限る。）とし、居室を有する建築物の非居室部分も制限の対象となる。

- (4) がけの上端が明確でない場合の考え方の一例を図0 - 2に示す。
- (5) 2段以上のがけがある場合は、がけの一体性を考慮し、図0 - 3、図0 - 4とする。
- (6) がけの下に30度以下の勾配がある場合は、図0 - 5のとおり地表面が水平面に対しなす角度が30度を超える部分のうち、最も低い地点をがけの下端とする。

2 ただし書の規定は、建築物の構造や位置、がけの崩壊を防止するための措置又はがけの形状や土質等から規制する範囲内に居室を有する建築物を建築することができる場合を定めたものである。この場合とは、次の各号の一に該当する場合である。

(1) がけの下に建築物を建築する場合、次のいずれかに該当すること。

(イ) 建築物の外壁及び構造耐力上主要な部分を鉄筋コンクリート造その他これと同等以上の耐力を有する構造とし、かつ、必要に応じ開口部に土砂の流入防止の措置をするとき

(ロ) 安全上支障のない塀（待受け擁壁*等）が設置されているとき又は設置するとき

(イ) 又は (ロ) の耐力及び安全性を確かめる方法の一つとしては、政令第80条の3（土砂災害特別警戒区域（土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（以下「土砂災害防止法」という。）第9条第1項に規定する区域をいう。）内における居室を有する建築物の構造方法）による構造方法及び同等の方法によることが考えられる。

政令第80条の3による場合は、平成13年国土交通省告示第383号により外壁等及び門又は塀の構造方法が定められている。また、平成13年国土交通省告示第332号によりがけの崩壊による土石等の移動による力及び土石等の堆積による力の算定方法が定められている。知事ががけの崩壊による衝撃に関する事項を定めるまでの間は、崩壊によって生ずる土石等の土質定数等は地質調査等により設計者が設定し計算するものとする。

ただし、土砂災害特別警戒区域内のがけについては、土砂災害防止法第9条第2項により知事が定めた事項を用いて計算しなければならない。

* 待受け擁壁で常時土圧を受けない形態のものは、「擁壁」でなく「塀」に分類される場合もある。

* 「土砂災害特別警戒区域内の建築物に係る構造設計・計算マニュアル（一般財団法人日本建築防災協会）」が参考になる。

(2) 建築物の位置が、がけから相当の距離にあり、がけの崩壊に対して安全であるときは、次に掲げるような場合とする。

(イ) がけの下にあっては、図2 - 1のとおり、がけと宅地間の谷や川等により、がけの高さが高いにもかかわらず崩壊によって生ずる土石等の影響が低減される場合。（崩壊すると仮定した土砂の体積から谷や川等により低減される体積に応じて規制範囲を緩和した上で、がけの崩壊に対しての安全を確認する必要がある。）

(ロ) がけの下にあっては、がけの高さに関わらず、図2 - 2のとおり、居室を有する建築物が、がけの下端から50メートルを超える範囲にある場合。（参考：土砂災害防止法施行令第2条）

(ハ) がけの上にあっては、構造計算等により建築物の安全性が確認できる場合。

(二) がけの上にあつては、小規模な構造計算不要な建築物（木造2階建て程度）であつて、深基礎（図2-3）や杭基礎（図2-4、支持杭に限る。）、地盤改良（図2-5、セメント系固化材を用いた深層混合処理工法の接円配置やラップ配置で地盤の流失を防ぐもの、及び浅層混合処理工法）等、基礎をがけの下端から水平面と30度をなす角度以深まで下げるなどにより、建築物の荷重ががけ及び既設の擁壁に構造上不利な影響を及ぼさず、かつ、がけの崩壊の際にも建築物の安全が保たれると考えられる場合。（前号（ハ）に該当するものを除く。）

* 地盤改良の考え方は、「改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント（財団法人 日本建築センター）」の〔がけの上の宅地に地盤改良を採用する場合の留意点〕が参考になる。

(3) 構造耐力上安全な擁壁が設置されているときは、既存の擁壁が設置されているものは勿論、建築物を建築するのと同時に擁壁を設置する場合を含む。この場合の擁壁は、建築基準法施行令第142条に規定された擁壁とする。同条により鉄筋コンクリート造、石造、その他これらに類する腐食しない材料を用いた構造とすることとされている。また、本条第2項の規定にも適合する必要がある。なお、宅地造成等規制法施行令第8条（練積み擁壁）などの底版の接する地盤の許容応力度については、建築基準法施行令第93条、平成13年国交告第1113号等で検討することが望ましい。

構造耐力上安全な擁壁とは、建築基準法第88条により準用される第7条、第7条の2による検査済証の交付を受けた擁壁のほか、他法令に基づく次の各号の一を含むものとする。

- (イ) 宅地造成等規制法第13条による検査済証の交付を受けた区域内の擁壁。
- (ロ) 都市計画法第36条による検査済証の交付を受けた区域内の擁壁。
- (ハ) 宅地開発事業の基準に関する条例第11条による検査済証の交付を受けた区域内の擁壁。
- (ニ) 都市計画法施行法第7条の規定による事務（〔旧〕住宅地造成事業に関する法律による許可を受けた事務を含む。）で検査済証の交付を受けた区域内の擁壁。

さらに、既設の擁壁については、これら法令に基づく許認可、確認・検査状況のほか、管理状況を確認し、総合的に構造耐力上の安全が確認されたものであること。少なくとも、適正に維持保全されていること、擁壁に割れ、歪み、傾斜等がみられる場合は、必要な補修が行われていることを確認すること。

(4) がけの形状及び土質によりがけの崩壊のおそれがないときは、次のいずれかが考えられる。

- (イ) 宅地造成等規制法施行令第6条第1項第1号イ・ロに該当するがけで、同令第12条の規定によるがけ面の保護及び同令第13条の規定による排水処理施設の設置がなされており、適正に維持管理されているとき、又は建築物の建築をするときと同時にこれらの対策工事を行うとき
- (ロ) がけの下にあつては、急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律第2条第3項に規定する急傾斜地崩壊防止工事の施工により、がけの崩壊による被害を受けるおそれがない状態にあるとき

- (ハ) がけの下にあっては、土砂災害防止法に基づいて原因地对策施設の効果評価により、土石等の移動による力、高さ及び土石等の堆積による力が生じないと判断された土砂災害警戒区域に指定された区域内（イエローゾーン）のがけ対策の工作物であると当該市町村を所管する各土木事務所で確認できるとき
- (ニ) 道路事業・河川事業・鉄道事業等の法律に基づき、建築基準法施行令第142条第1項又は宅地造成等規制法施行令第6条第1項の規定による擁壁と同程度のものとして施工されたもので適正に完了が認められた工作物であるとき。（ただし、関係部署との協議により載荷重等の設計条件などから工作物の安全性を確認すること。なお、既設の場合は管理状況等の確認も行うこと。）
- (ホ) その他前4号（イからニ）と同等以上の安全性及び十分な耐久性を得られることを、構造上の検討もしくは公的資料等により確認できる工作物（法令の規定による認定を取得している擁壁や、実験その他の特別な研究による擁壁等を含む。（ただし、適用条件等を満たしている場合に限る。))が、当該建築物に対し有効に設置されているとき
- 3 本条第2項第1号で規定しているとおり、第1項第3号の擁壁の場合には、5メートルを超える擁壁は鉄筋コンクリート造とすること。
- また、本条第2項第2号により、原則として、擁壁の上端付近での雨水その他の地表水が地盤へ浸透することを防止するために、地盤面を不透水性の材料でおおうことや、擁壁の反対方向に雨水その他の地表水が流れるように勾配をとること、U字溝等を設置し地表水を排水溝に集中させ処理することなどの排水措置を施す必要がある。
- (注) 宅地造成等規制法及び同法施行令については、今後改正が予定されていることから、改正後の条項に読み替えるものとする。（令和5年3月31日時点）

○がけの高さ及び規制する区域

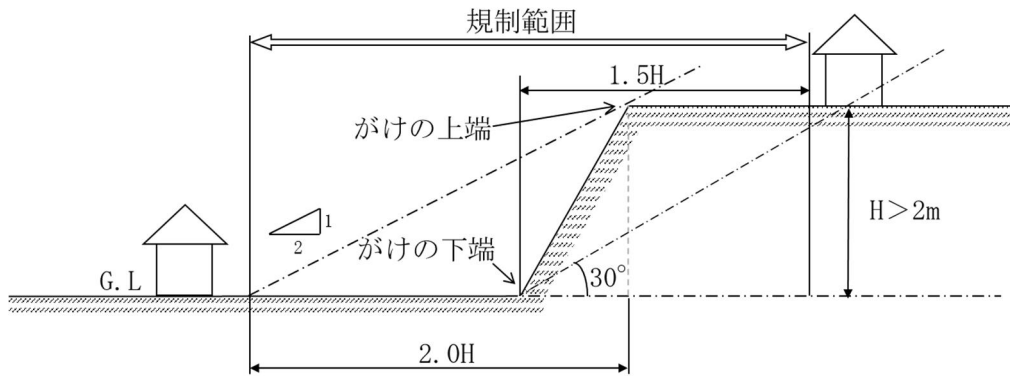


図 0-1：規制する範囲

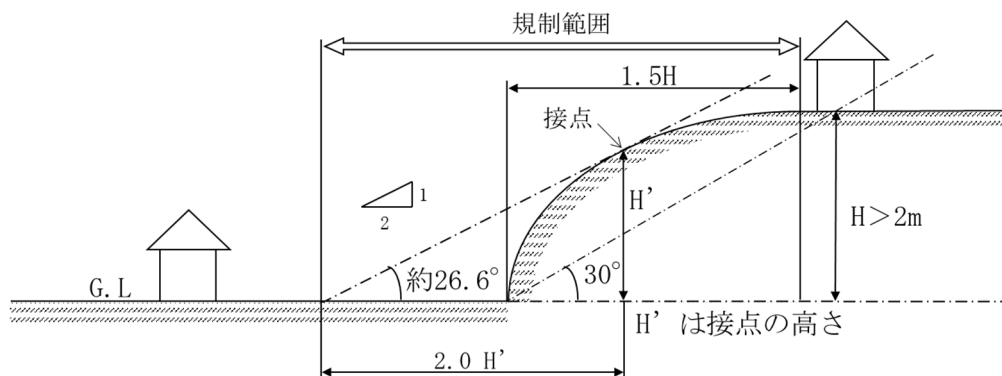


図 0-2：がけの上端が明確でない場合の考え方の例

- ・がけの判定の高さ及びがけの上の規制範囲を求める高さは、がけの下端からの30度勾配線を超える部分について、がけの下端よりその最高部までの高さのHとする。
- ・がけの下の規制範囲は、斜面の接点を通る1：2の角度（約26.6度）の勾配線とG.L.の交点までとする。（H' が2m以下の場合も含む。）

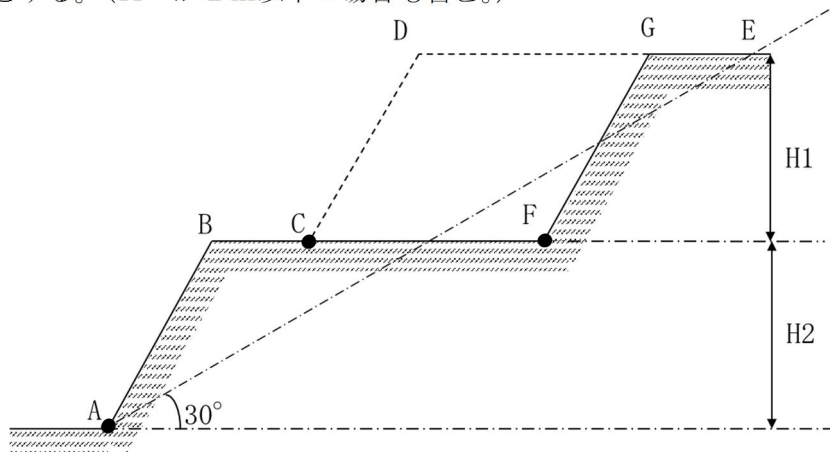


図 0-3：2段以上のがけがある場合

- ・がけの下端（F点）がAE線の内側か外側かによってがけの高さを算定する。
- ・ABCDEの場合は、一体のがけとみなし、がけの高さはH1+H2とみる。
- ・ABFGEの場合は、ABFとFGEの2つのがけとみなし、がけの高さはそれぞれH2とH1とみる。

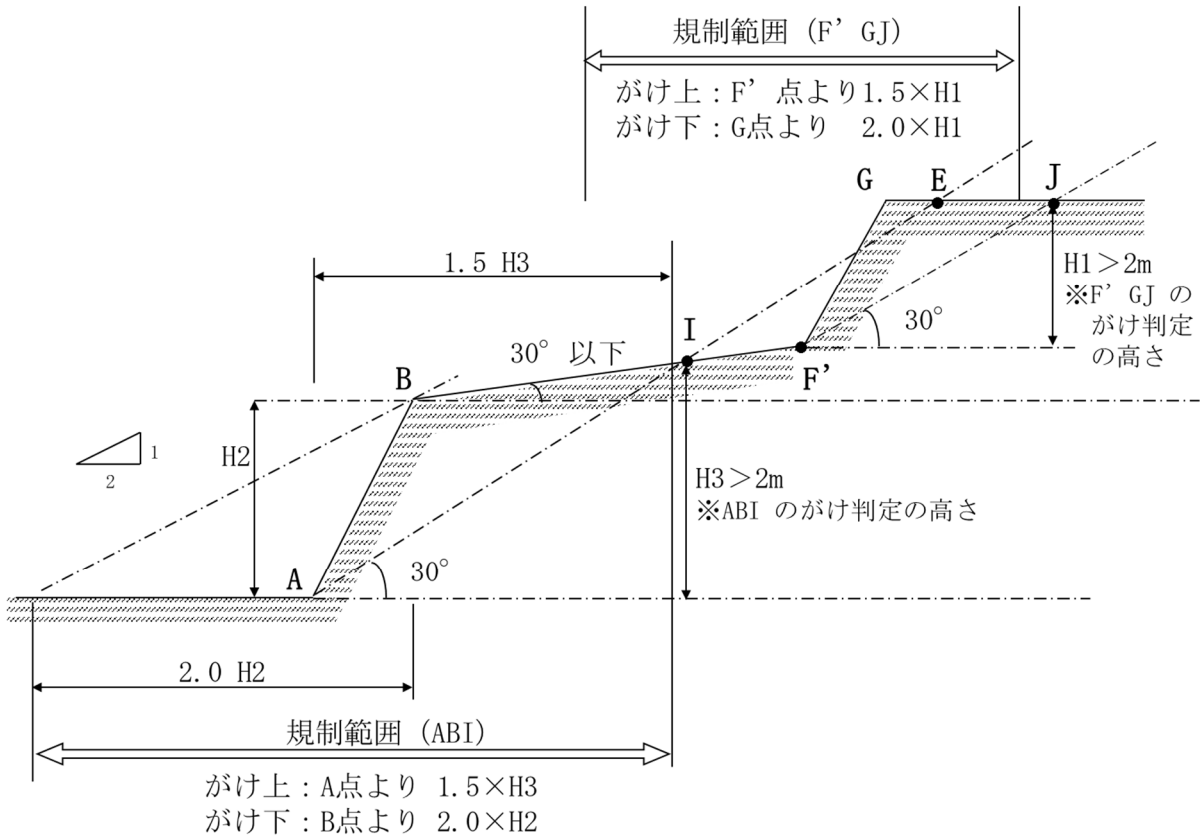


図 0-4 : 2 段以上のがけがある場合 (BF' 面に勾配 30 度以下の傾斜がある場合)

- がけの下端 (F' 点) が AE 線の内側か外側かによってがけの高さを算定する。
- 図 0-4 のケースでは、ABI と F' GJ の2つのがけとみなし、図 0-1、図 0-2 を参考として、それぞれのがけ毎にがけの高さ及びがけの規制範囲を算定する。

○がけの下に 30 度以下の勾配がある場合の規制範囲の考え方について

- 地表面が水平面になす角度が 30 度を越える部分のうち、最も低い位置をがけの下端とする。
- ただし、30 度以下の勾配の部分が上から落下し堆積したものと判断できるものは、30 度以下の勾配の高さも考慮することが望ましい。

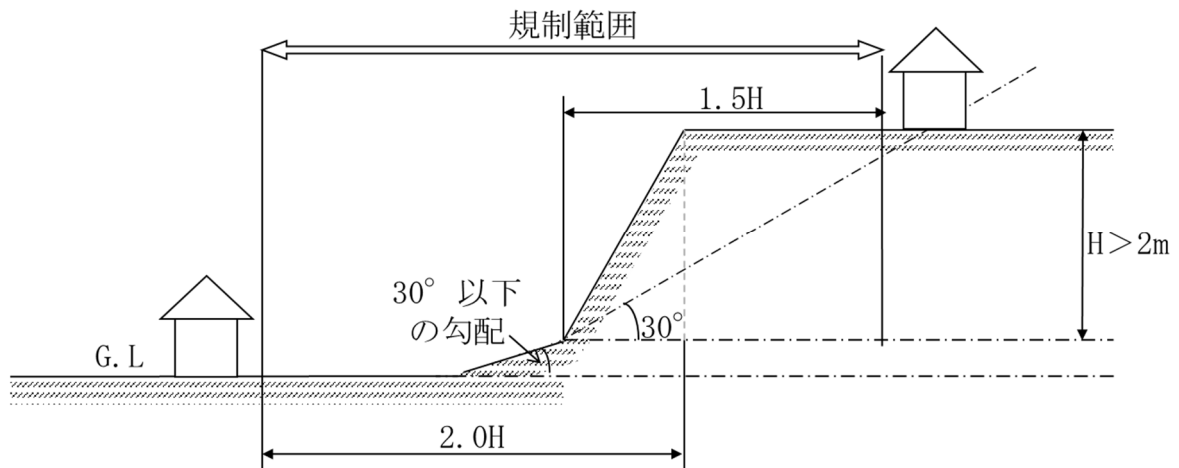


図 0-5 : がけの下に 30 度以下の勾配がある場合

○本条第1項第1号のがいけの下に建築物を建築する場合の例

○本条第1項第1号イ

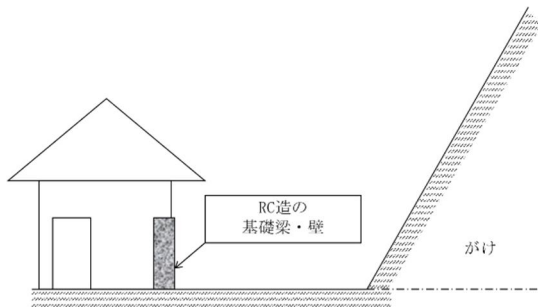


図 1-1：イ 建築物の外壁及び構造耐力上
主要な部分を鉄筋コンクリート造にする場合

○本条第1項第1号ロ

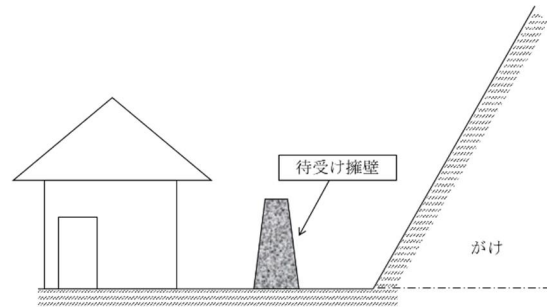


図 1-2：ロ がいけの崩壊に対して建築物の
安全上支障のない待受け擁壁
を設置する場合

○本条第1項第1号に基づく耐力計算の考え方の例（令80条の3）

記号の説明 F_{sm} ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動による最大の力の大きさ
 h_{sm} ：急傾斜地の崩壊に伴い移動する土石等の高さ
 F_{sa} ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積による最大の力の大きさ
 h ：急傾斜地の崩壊に伴い堆積する土石等の高さ

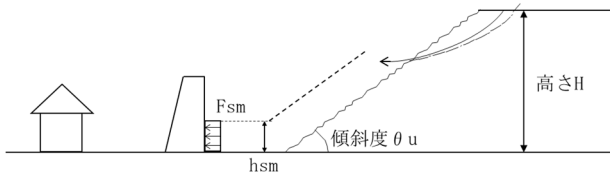


図 1-3：移動の力 (F_{sm})

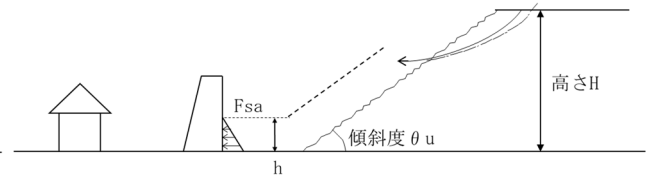
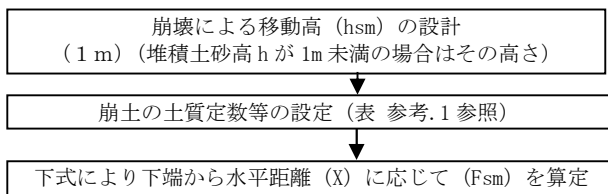
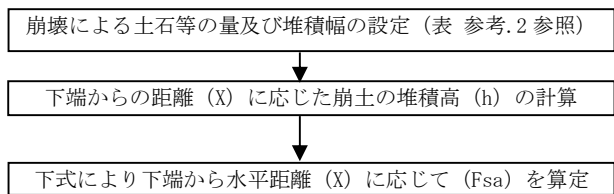


図 1-4：堆積の力 (F_{sa})

移動による力 (F_{sm}) の算出



堆積による力 (F_{sa}) の算出



上記により、がいけの崩壊による外力、高さを算出し、平成13年国土交通省告示第383号により建築物の外壁等の構造計算を行う

判定条件（待受け擁壁の場合）

- ・ 衝撃力作用時（滑動安全率 $F_s > 1.0$ 、転倒 $e \leq B/3$ 、基礎地盤の支持力 $q \leq q_u / F_s$ $F_s = 1.0$ q_u ：地盤の極限支持力）
- ・ 崩壊土砂堆積時（滑動安全率 $F_s \geq 1.2$ 、転倒 $e \leq B/3$ 、基礎支持地盤の支持力 $q \leq q_u / F_s$ $F_s = 2.0$ ）
- ・ 躯体は終局強度又は許容応力度により検討

図 1-5：平成13年国土交通省告示第332号の計算方法による当該がいけ崩壊による
土石等の移動による力 (F_{sm})、土砂等による堆積による力 (F_{sa}) の算出フロー

※計画建築物が土砂災害特別警戒区域（レッドゾーン）内の場合には、知事が定めた土石等の移動による力、土石等の堆積による力及び土石等の高さを用いて検討する。

※崩土の土質定数等は地質調査等により設計者が設定する。又は、「道路土工 擁壁工指針」等を参考に実況に応じて設定するものとする。

（「参考資料 表 参考.1 移動の力や堆積の力の計算に必要な諸定数の参考値」を参照も可）

※移動による力は、傾斜度 θ が40度前後で最大となるので、安全側に大きな力で検討することが望ましい。

○本条第1項第2号のがけの下の緩和（例）

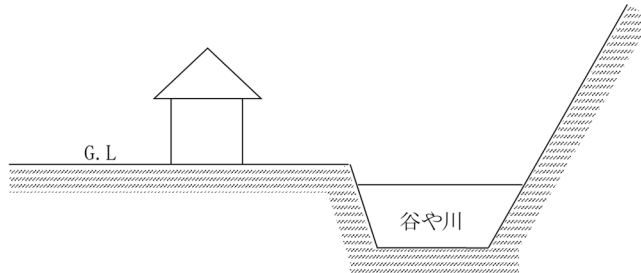


図2-1：がけと宅地の間に谷や川がある場合

- ・崩壊する土砂等が谷や川に落ち、宅地への影響が低減される場合は規制範囲を緩和できる。

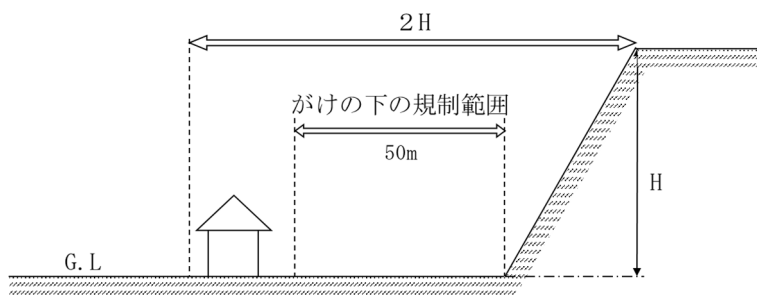


図2-2：がけの下端から50mを超えて離れている場合
(参考：土砂災害防止法施行令第2条)

○本条第1項第2号のがけの上の緩和（解説2（2）（二））の例

1) 深基礎の例

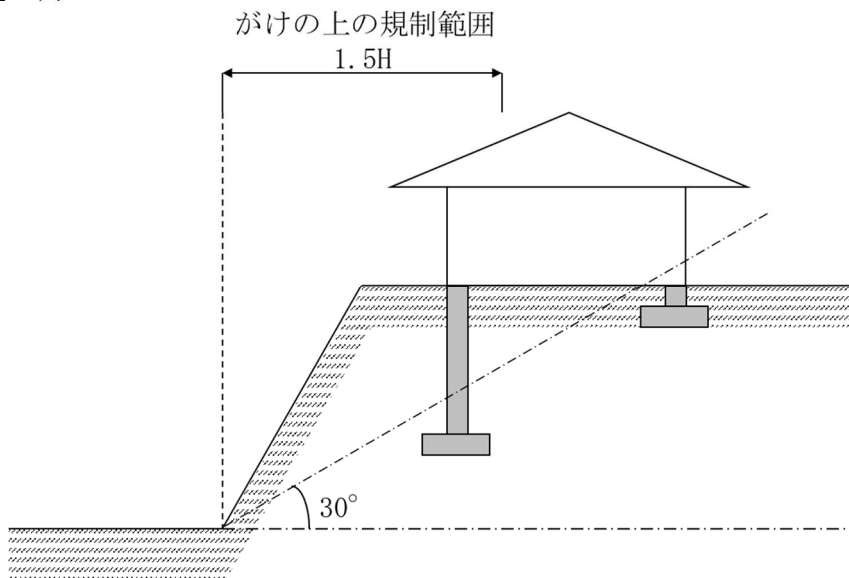


図2-3：深基礎の場合

- ・建築基礎の根入れ深さは、安息角以深とする。
※安息角：30度、又は土質試験結果（三軸圧縮試験など）から求まる安息角

2) 杭基礎の例

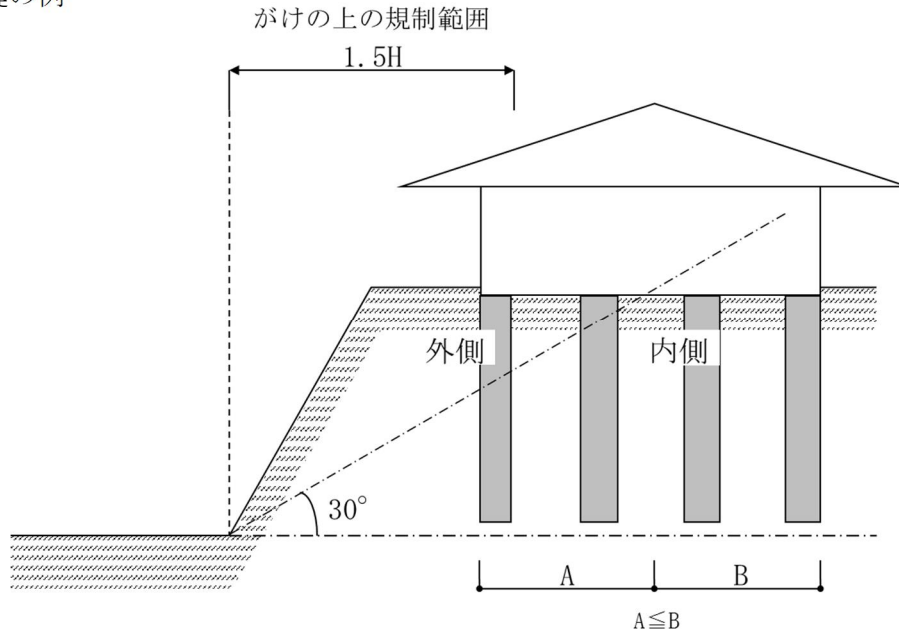


図 2-4：杭基礎の場合

- ・ 杭の根入れ深さは、外側部分の地盤の拘束を無視し安息角以深のみで鉛直支持力が確保できる位置（この例では支持杭に限定しており、先端支持力が期待できないような摩擦杭は除いている）。
- ・ 杭の配置については、安息角線と基礎の底版下面との交点より内側の杭本数の割合が全体本数の $1/2$ 以上になるようにする（長期の検討のみで可）。
内側の杭本数の割合が全体本数の $1/2$ 未満となる場合は、外側部分の地盤の拘束を無視し、短期の検討も併せて行うなど安全性を確保する必要がある。

3) 地盤改良の例

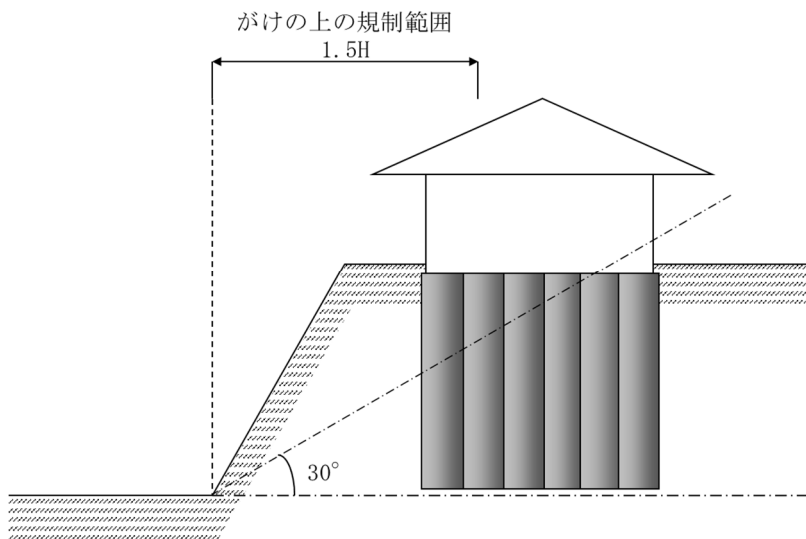


図 2-5：地盤改良（深層混合処理工法）の場合

- ・ がけの安息角以深までセメント系固化材を用いた深層混合処理工法で地盤改良する。接円配置やラップ配置のブロック形式とし、地盤の流失を防ぐ。非ラップ配置（杭配置）、ラップ配置（杭形式）は不可。
（参照：2018年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針）
（参照：改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント）
- ・ 六価クロムの溶出による土壤汚染等の注意が必要である。

○本条第1項第4号のかけの崩壊のおそれがないと判断する際の考え方の例
（宅地造成等規制法施行令第6条、第12条、第13条）

（擁壁の設置に関する技術的基準）

第6条 法第9条第1項の政令で定める技術的基準のうち擁壁の設置に関するものは、次のとおりとする。

- 1 切土又は盛土（第3条第4号の切土又は盛土を除く。）をした土地の部分に生ずる崖面で次に掲げる崖面以外のものには擁壁を設置し、これらの崖面を覆うこと。
 - イ 切土をした土地の部分に生ずる崖又は崖の部分であつて、その土質が別表第1上欄に掲げるものに該当し、かつ、次のいずれかに該当するものの崖面
 - （1）その土質に応じ勾配が別表第1中欄の角度以下のもの
 - （2）その土質に応じ勾配が別表第1中欄の角度を超え、同表下欄の角度以下のもの（その上端から下方に垂直距離5メートル以内の部分に限る。）
 - ロ 土質試験その他の調査又は試験に基づき地盤の安定計算をした結果崖の安定を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられた崖面
- 2 前号の擁壁は、鉄筋コンクリート造、無筋コンクリート造又は間知石練積み造その他の練積み造のものとする。
- 2 前項第1号イ（1）に該当する崖の部分により上下に分離された崖の部分がある場合における同号イ（2）の規定の適用については、同号イ（1）に該当する崖の部分は存在せず、その上下の崖の部分は連続しているものとみなす。

別表第1（第6条関係）

上欄	中欄	下欄
土質	擁壁を要しない勾配の上限	擁壁を要する勾配の下限
軟岩（風化の著しいものを除く。）	60度	80度
風化の著しい岩	40度	50度
砂利、真砂土、関東ローム、硬質粘土 その他これらに類するもの	35度	45度

（崖面について講ずる措置に関する技術的基準）

第12条 法第9条第1項の政令で定める技術的基準のうち崖面について講ずる措置に関するものは、切土又は盛土をした土地の部分に生ずることとなる崖面（擁壁で覆われた崖面を除く。）が風化その他浸食から保護されるように、石張り、芝張り、モルタルの吹付けその他の措置を講ずることとする。

（排水施設の設置に関する技術的基準）

第13条 法第9条第1項の政令で定める技術的基準のうち排水施設の設置に関するものは、切土又は盛土をする場合において、地表水等により崖崩れまたは土砂の流出が生ずるおそれがあるときは、その地表水等を排除することができるように、排水施設で次の各号のいずれにも該当するものを設置することとする。

- 1 堅固で耐久性を有する構造のものであること。
- 2 陶器、コンクリート、れんがその他の耐水性の材料で造られ、かつ、漏水を最小限度のものとする措置が講ぜられているものであること。ただし、崖崩れ又は土砂の流出の防止上支障ない場合においては、専ら雨水その他の地表水を排除すべき排水施設は、多孔管その他雨水を地下に浸透させる機能を有するものとすることができる。
- 3 その管渠の勾配及び断面積が、その排除すべき雨水のその他の地表水を支障なく流下させることができるものであること。
- 4 専ら雨水その他の地表水を排除すべき排水施設は、その暗渠である構造の部分の次に掲げる箇所
に、ます又はマンホールが設けられているものであること。
 - イ 管渠の始まる場所
 - ロ 排水の経路の方向又は勾配が著しく変化する箇所（管渠の清掃上支障がない箇所を除く。）
 - ハ 管渠の内径又は内法幅の120倍を超えない範囲内の長さごとの管渠の部分のその清掃上適当な箇所
- 5 ます又はマンホールに、ふたが設けられているものであること。
- 6 ますの底に、深さが15センチメートル以上の泥溜めが設けられているものであること。

○本条第1項第4号のかけの崩壊のおそれがないと判断する際の考え方の例
 （宅地造成等規制法施行令第6条）

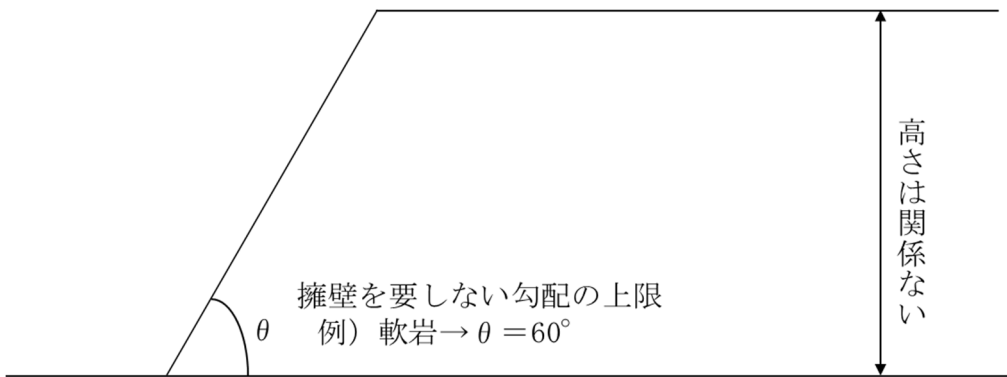


図4-1 宅地造成等規制法施行令第6条第1項第1号イ（1）の考え方

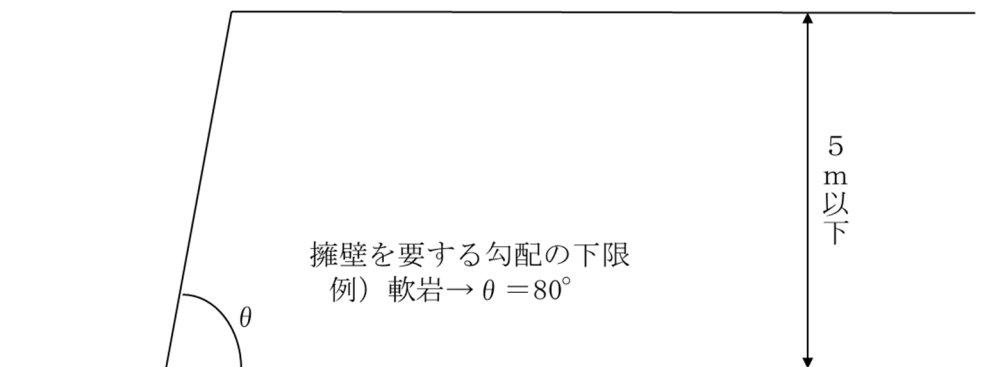


図4-2 宅地造成等規制法施行令第6条第1項第1号イ（2）の考え方

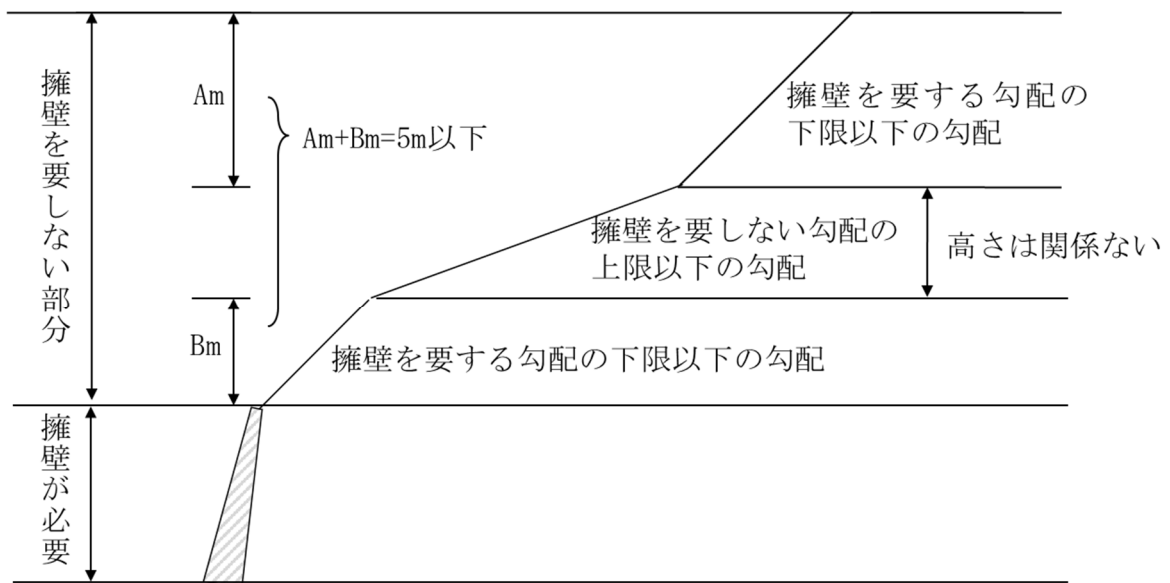


図4-3 宅地造成等規制法施行令第6条第2項の考え方

○参考資料1

「特定開発行為許可マニュアル（技術編）（急傾斜地の崩壊）」より

○移動の力や堆積の力の計算に用いる定数

土石等の移動又は堆積による力の計算に用いる定数は、土石等の密度、土石等の比重、土石等の容積密度、土石等の単位体積重量、土石等の内部摩擦角、土石等の流体抵抗係数及び壁面摩擦角がある。これらの値は現地の状況を勘案して適切に設定するものとする。

【解説】対策工の設計に伴う土質定数の設定にあたっては、現地の土質調査結果を用いることを原則とするが、「道路土工 擁壁工指針」等の技術指針等に示されている値を現地の土質などを確認した上で用いてもよいものとする。

表 参考. 1 移動の力や堆積の力の計算に必要な諸定数の参考値

項目	説明	記号	単位	参考値		
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重	土石等の固体部分を構成する重さと水の重さの比であり、固体部分の構成により異なる。	σ	—	2.6 ¹⁾		
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度	土石等における間隙部分を除いた固体部分の容積の割合である。 既往の実験結果によれば、土石等の容積濃度として0.45～0.55程度と報告されている。	c	—	0.5 ¹⁾		
土石等の密度	土石等の単位体積当たりの質量で、既往の研究結果によれば、土石等の内部の間隙が水で飽和されているとすると、土石等の密度は「 $\rho = (\sigma - 1) C + 1$ 」で求まる。	ρ_m	t/m ³	1.8 ¹⁾		
土石等の単位体積重量		γ	kN/m ³	土質	密なもの	緩いもの
				砂及び砂礫（礫質土）	20	18
				砂質土	19	17
				粘性土	18	14
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角		ϕ	°	砂及び砂礫（礫質土）	35	35
				砂質土	30	30
				粘性土	25	25
急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数	土石等が移動する際の抵抗を示す係数で、既往の実験によれば、粗度のある斜面において土石等の変形が進んだ場合、流体抵抗係数は0.015～0.06の範囲にある。	f_b	—	0.025 ¹⁾		
建築物の壁面摩擦角		δ	°	$\phi \times 2/3$ ¹⁾		

注1) (財) 砂防フロンティア整備推進機構：土砂災害防止に関する基礎調査の手引き、2001

土石等の移動高さ (hsm)：原則、最大崩壊深2.0mとし、hsm=1.0mとする。ただし、堆積勾配での堆積土砂高が1.0m未満の場合は当該堆積土砂高を用いることができる。

○崩壊土量 (V) 崩壊幅 (W) の設定

現状とかけ離れている場合は、現状から崩壊土量、崩壊幅を推測する。

表 参考. 2 斜面高さごとの崩壊土量 (90%値)

急傾斜地の高さ	崩壊土量 V (m ³)	崩壊幅 W (m)
5 ≤ H < 10	40	14
10 ≤ H < 15	80	17
15 ≤ H < 20	100	19
20 ≤ H < 25	150	21
25 ≤ H < 30	210	24
30 ≤ H < 40	240	25
40 ≤ H < 50	370	29
50 ≤ H	500	32

崩壊幅は、全国の斜面災害データから崩壊土量と崩壊幅の関係について求めた近似式 ($W=3.94V^{0.366}$) に崩壊土量を代入することにより算出した値である。

「衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法について」
(国土交通省河川局砂防部保全課 事務連絡 H15.10.21)